



DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN
MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR,
DAN KONFIGURASI *GIRDER*
(Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)

Disusun Oleh :

NAMA : MUHAMAT AJI NUGROHO

NIM : 19110006

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
FAKULTAS TEKNIK
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL
JAKARTA
2024



DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN
MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR,
DAN KONFIGURASI *GIRDER*
(Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)

SKRIPSI

Diajukan kepada Institut Sains dan Teknologi Nasional
untuk memenuhi salah satu persyaratan Akademik
dalam menyelesaikan program Sarjana Teknik

Disusun oleh

NAMA : MUHAMAT AJI NUGROHO

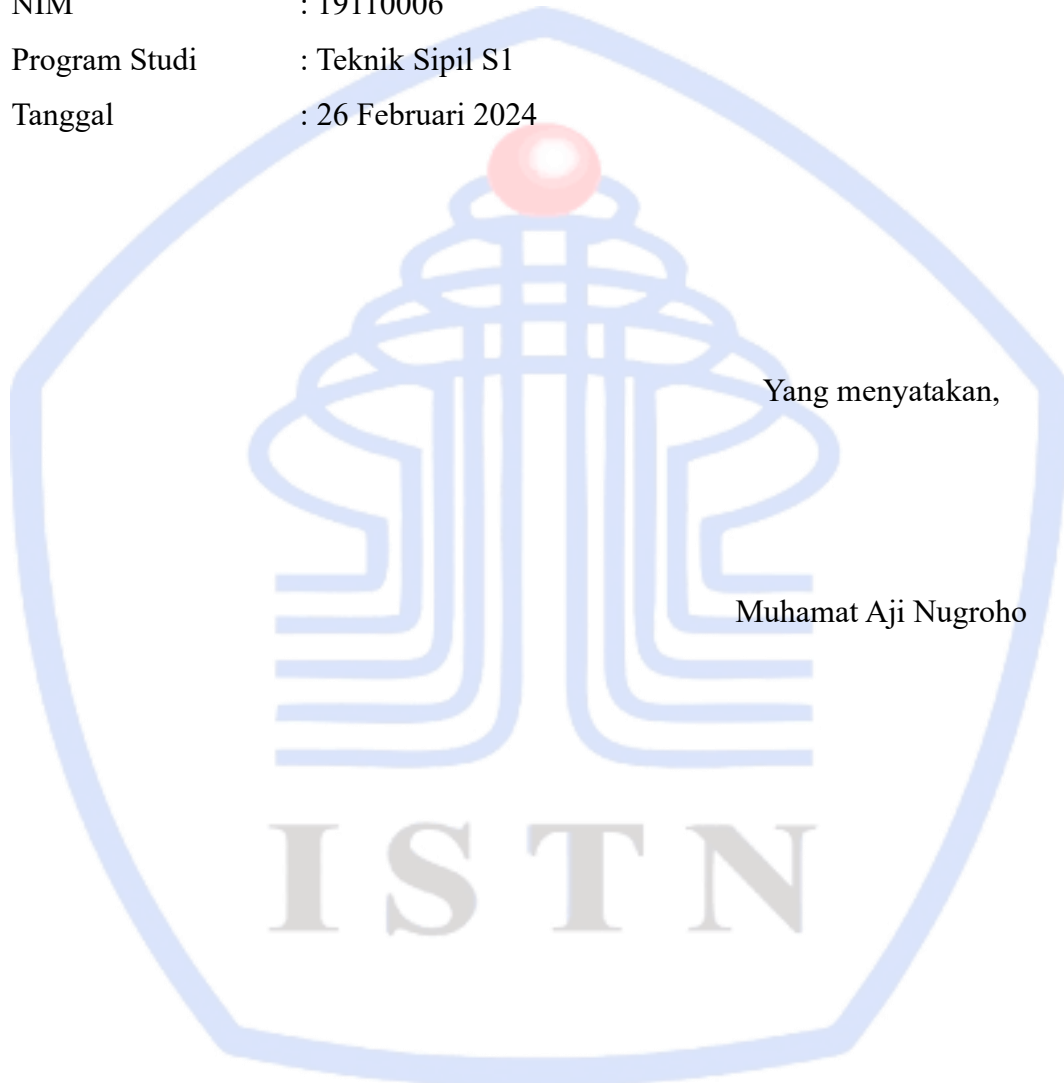
NIM : 19110006

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
FAKULTAS TEKNIK
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL
JAKARTA
2024

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri, dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk telah saya nyatakan dengan benar

Nama : Muhamat Aji Nugroho
NIM : 19110006
Program Studi : Teknik Sipil S1
Tanggal : 26 Februari 2024



HALAMAN PERNYATAAN NON PLAGIAT

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Muhamat Aji Nugroho

NIM : 19110006

Program Studi : Teknik Sipil S1

Dengan ini saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa, Skripsi dengan judul : DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru) adalah hasil karya yang saya buat sendiri dan bukan hasil karya orang lain. Dalam Skripsi ini tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diterbitkan orang lain, baik Sebagian maupun seluruhnya, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam Skripsi ini atau daftar Pustaka.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenar-benarnya untuk dipergunakan sebagaimana mestinya dan apabila pernyataan ini tidak benar, maka saya bersedia mendapatkan sanksi dari pihak akademis.

Jakarta, 26 Februari 2024

Yang menyatakan,

Muhamat Aji Nugroho

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Muhamat Aji Nugroho
NIM : 19110006
Program Studi : Teknik Sipil S1
Judul Skripsi : DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)

Telah berhasil dipertahankan dihadapkan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, Institut Sains Dan Teknologi Nasional.

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr. Ir. Idrus M. Alatas, M.Sc. ()
Pembimbing : Ir. Syahril Taufik, M.Sc. Eng., Ph.D. ()
Penguji : Dr. Ir. Idrus M. Alatas, M.Sc ()
Penguji : Ir. Suryawan Murtiadi M.Eng., Ph.D.()
Penguji : Ir. Wawan Kuswaya MT. ()

Ditetapkan di : Jakarta

Tanggal : 26 Februari 2024

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan Rahmat dan berkat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan penyusunan Skripsi yang berjudul “DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)” ini dengan baik dan tepat waktu.

Selama pengerjaan Skripsi ini penulis mendapat banyak masukan, saran arahan, petunjuk serta dukungan moril dan materiil dari berbagai pihak. Karena itu dalam kesempatan kali ini Penulis ucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Pak Ismono K, Ir., MT. Selaku Kepala Prodi Teknik Sipil Institut Sains Dan Teknologi Nasional
2. Bapak Dr. Ir. Idrus M. Alatas, M.Sc. dan Ir. Syahril Taufik, M.Sc. Eng., Ph.D.selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan penulis dalam penyusunan skripsi ini.
3. Kedua orang tua dan Keluarga saya yang telah memberikan dukungan moral, material dan selalu mendoakan keberhasilan dan keselamatan penulis selama menempuh Pendidikan.
4. Rekan-rekan Mahasiswa Teknik Sipil khususnya Angkatan 2019 yang telah memberikan masukan dan dukungan kepada penulis selama masa perkuliahan.
5. Dan yang terakhir untuk semua pihak yang membantu penulisan skripsi ini.

Akhir kata, penulis berharap Allah SWT berkenan untuk membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu penulisan skripsi ini. Semoga skripsi ini dapat menjadi manfaat bagi pengembang ilmu pengetahuan serta Adik-adik institut sains dan teknologi untuk tahun-tahun yang akan mendatang.

Jakarta, 26 Februari 2024

Muhamat Aji Nugroho

HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI

Sebagai *civitas* akademik Institut Sains dan Teknologi Nasional, saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Muhamat Aji Nugroho

NIM : 19110006

Program Studi : Teknik Sipil S1

Demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Institut Sains dan Teknologi Nasional Hak Bebas *Royalti Noneklusif* atas karya saya yang berjudul

“DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)”

Beserta perangkat yang ada. Dengan hak Bebas *Royalti Noneklusif* ini Institut Sains dan Teknologi Nasional berhak menyimpan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (database) *softcopy* dan *hardcopy*, merawat dan mempublikasikan skripsi saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Jakarta, 26 Februari 2024

ISTN

Muhamat Aji Nugroho

Penulis

ABSTRAK

Nama : Muhamat Aji Nugroho
Program Studi : Teknik Sipil S1
Judul Skripsi : DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)

Jembatan *overpass* STA 130+037 merupakan jembatan yang memiliki kelemahan pada jumlah kendaraan yang dapat melintas, hal ini disebabkan karena lebar jalan pada *overpass* yang hanya 4,5m dan tidak sesuai dengan SNI untuk jalan Kabupaten. Dari Permasalahan tersebut, penulis melakukan modifikasi yang awalnya lebar jalan 4,5 m diubah menjadi 6,0 m sesuai SNI sehingga kendaraan yang melintas lebih optimal.

Karena terdapat perubahan lebar jalan sehingga *girder* yang digunakannya pun berubah. Pada bentang panjang tetap menggunakan PCI 30 m namun terdapat perubahan konfigurasi girder yang awalnya 3 menjadi 4 mengikuti perubahan pada lebar jalan dengan metode pengolahan data menggunakan *Microsoft Excel*. Pada bentang pendek akan diubah yang awalnya PCI 16 m menjadi *girder* baja 16 m, dipilihnya *girder* baja agar bentang pendek lebih ekonomis Dengan pengolahan data menggunakan *Microsoft Excel*.

Akibat dari peningkatan kelas jalan maka terjadi perubahan lebar lantai kendaraan menjadi 6 meter dengan penambahan rasio 1,33. Adapun hasil dari penambahan konfigurasi girder PCI menjadi 4 girder dengan penambahan rasio 1,33 dan perubahan material konstruksi baja WF dengan rasio 3,74. Pada banunan bawah Pilar 1 memiliki rasio dibawah standar yaitu 1,30 sedangkan pilar 2 memiliki rasio diluar standar.

Kata Kunci: *Overpass, Prestressed Concrete Girder I, Stel Girder*

ABSTRACT

Name : Muhamat Aji Nugroho
Study Program : Civil Engineering S1
Title : DESAIN ULANG STRUKTUR *OVERPASS* DENGAN MODIFIKASI LEBAR JEMBATAN, MATERIAL STRUKTUR, DAN KONFIGURASI *GIRDER* (Studi Kasus Ruas Jalan Tol Rengat - Pekanbaru)

The STA 130+037 overpass bridge is a bridge that has a weakness in the number of vehicles that can pass, this is because the road width on the Overpass is only 4.5m and does not comply with SNI for Regency roads. Based on this problem, the author made modifications, initially changing the width of the road from 4.5 m to 6.0 m according to SNI so that vehicles passing were more optimal.

Because there are changes in road width, the girders used also change. The short span will be changed from initially 16 m PCI to 16 m steel girders. Steel girders have been chosen so that the short span is more economical. By processing the data using Microsoft Excel. Meanwhile, for long spans, 30 m PCI is still used, because it is considered easier during installation with the data processing method using Microsoft Excel.

As a result of the increase in road class, the vehicle floor width has changed to 6 meters with an additional ratio of 1.33. Such as the results of adding the PCI girder configuration to 4 girders with an additional ratio of 1.33 and changing the WF steel construction material with a ratio of 3.74. In the lower building, Pillar 1 has a ratio below the standard, namely 1.30, while pillar 2 has a ratio outside the standard.

Keywords : Overpass, Prestressed Concrete Girder I, Stell Girder

DAFTAR ISI

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	ii
LEMBAR PERNYATAAN NON PLAGIAT	iii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	vi
ABSTRAK	vii
<i>ABSTRACT</i>	viii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL.....	xviii
DAFTAR GAMBAR	xxiv
DAFTAR NOTASI.....	xxviii
DAFTAR RUMUS.....	xxxiii
DAFTAR LAMPIRAN	xxxvi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Masalah.....	3
1.6 Sistematika Penulisan.....	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Perancangan Jembatan <i>Overpass</i>	6
2.1.1 Hasil Penelitian Jembatan Sebelumnya.	6
2.1.2 SNI dan Peraturan Jembatan.....	8
2.1.2.1 Kriteria Standar Acuan Struktur	10

2.1.2.2	Filosofi Perencanaan <i>Overpass</i>	10
2.1.2.3	Pembebanan Pada <i>Overpass</i>	11
2.1.2.4	Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan.....	24
2.1.2.5	Penentuan Lebar, Kelas dan Muatan jembatan <i>overpass</i>	25
2.1.3	Konsep Dasar Perancangan <i>Overpass</i>	26
2.2	Jembatan.....	27
2.2.1	Teori umum Jembatan.....	27
2.2.2	Prinsip Desain <i>Overpass</i>	28
2.3	Material Konstruksi <i>Overpass</i>	31
2.3.1	Beton <i>Prestressed</i>	31
2.3.1.1	Konsep <i>Prestressed</i>	32
2.3.1.2	Prinsip dan Cara Kerja Beton <i>Prestressed</i>	32
2.3.2	Baja komposit	35
2.3.3	Karakteristik <i>Properties</i> Material	37
2.3.3.1	Sifat dan Karakteristik Material Beton Untuk Jembatan.....	37
2.3.3.2	Sifat dan Karakteristik Material Baja Tulangan Untuk Jembatan	39
2.3.3.3	Jenis dan Spesifikasi Tendon Baja Prategang.....	40
2.3.3.4	Faktor Beban dan Faktor Reduksi Kekuatan	42
2.4	Perancangan Struktur Bangunan Atas	42
2.4.1	<i>Girder</i> PCI.....	47
2.4.1.1	Tahapan Pembebanan <i>Girder</i> PCI.....	47
2.4.1.2	Kehilangan Gaya Prategang.....	48
2.4.1.3	Lintasan Tendon/ Kabel Baja.....	52
2.4.1.4	Daerah Aman Kabel.....	53
2.4.1.5	Blok Ujung.....	54
2.4.1.6	<i>Tulangan</i> Geser.....	56
2.4.1.7	Sambungan Antar Segmen.....	58
2.4.1.8	<i>Cambering Bridge</i>	59
2.4.2	<i>Girder</i> Baja Komposit.....	60
2.4.2.1	Tegangan Elastis Dalam Balok	60
2.4.2.2	Lebar Efektif Balok Komposit.....	62

2.4.2.3	Kuat Lentur Nominal.....	62
2.4.2.4	<i>Shear Connector</i>	64
2.4.2.5	<i>Cambering Steel Bridge</i>	66
2.5	Perancangan Struktur Bangunan Bawah.....	66
2.5.1	Abutment	66
2.5.2	Pilar.....	69

BAB 3 METODE PENELITIAN

3.1	Model jembatan <i>Overpass</i>	72
3.2	Sumber Data.....	72
3.3	Data Awal	73
3.3.1	Data Teknis Jembatan <i>Overpass</i>	73
3.3.1.1	Data Teknis Lantai Kendaraan.....	73
3.3.1.2	Data Teknis <i>Girder</i> Baja Komposit	74
3.3.1.3	Data Teknis <i>Girder</i> PCI	75
3.3.1.4	Data Teknis Abutment A1 dan A2	75
3.3.1.5	Data Teknis Pilar P1, P2, dan P3	76
3.3.2	Data Spesifikasi Bahan Struktur	78
3.4	Metode Pengolahan Data	79
3.4.1	Studi Literatur.....	79
3.4.2	Pengumpulan Data.....	79
3.4.3	Pembebanan.....	79
3.4.4	Perancangan Struktur Atas.....	79
3.4.5	Perancangan Struktur Bawah.....	80
3.4.6	Gambar Design	81
3.5	Desain Perbandingan Desain <i>Existing</i> dan <i>Redesign</i>	81
3.6	<i>Flow Chart</i>	83

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1	Perencanaan Struktur Bangunan Sekunder.....	84
4.1.1	Data Geometris Jembatan	84
4.1.2	Data Material	85
4.1.3	Perencanaan Plat Lantai.....	85

4.1.3.1	Analisa Struktur Plat Lantai.....	85
4.1.3.2	Rekapitulasi momen pada Plat Lantai	90
4.1.3.3	Kombinasi Pembebanan Plat Lantai	90
4.1.3.4	Rencana Penulangan Plat Lantai Kendaraan	91
4.1.3.5	Pemeriksaan geser Pons pada Plat lantai	95
4.1.4	Perencanaan Trotoar	97
4.1.5	Perencanaan Parapet	102
4.2	Perencanaan Redesain Tahap 1 (RDT1) <i>Steel Girder</i> 16 m.....	105
4.2.1	Bentang Efektif.....	107
4.2.2	Pembebanan.....	108
4.2.2.1	Beban Mati.....	108
4.2.2.2	Beban Mati Tambahan	109
4.2.2.3	Beban Lajur “D”	110
4.2.2.4	Beban Rem (TB).....	111
4.2.2.5	Beban Angin (EW).....	112
4.2.2.6	Beban Gempa (EQ).....	113
4.2.2.7	Rekapitulasi Beban	117
4.2.2.8	Kombinasi Momen	117
4.2.3	Analisa Sebelum Komposit	120
4.2.4	Analisa Setelah Komposit.....	121
4.2.5	Kontrol Lendutan.....	126
4.2.6	Desain <i>Shear Connector</i>	128
4.2.7	Desain Diafragma	131
4.2.8	Desain Sambungan	131
4.2.9	Desain <i>Elastomer Bearing Pad</i>	136
4.3	Perencanaan <i>Redesign</i> Tahap 2 (RDT2) <i>Girder PCI</i> 30 m	139
4.3.1	Data Desain <i>Girder</i>	139
4.3.2	Penentuan Lebar Efektif	141
4.3.3	<i>Section Properties</i> Balok <i>Prestressed concrete I</i>	142
4.3.4	<i>Section Properties</i> Balok Komposit (PCI+Plat)	143
4.3.5	Pembebanan	145
4.3.5.1	Berat Sendiri (MS).....	145

4.3.5.2	Beban Mati Tambahan (MA)	146
4.3.5.3	Beban Lajur (D)	147
4.3.5.4	Beban Rem (TB)	148
4.3.5.5	Beban Angin (EW)	149
4.3.5.6	Beban Gempa (EQ)	150
4.3.6	Gaya Momen dan Geser pada Beton Prategang	152
4.3.7	Gaya Prategang, Eksetrisitas dan Jumlah Tendon	155
4.3.7.1	Kondisi Awal (Saat Transfer)	155
4.3.7.2	Kondisi Akhir	156
4.3.7.3	Pembesian Balok Prategang	157
4.3.7.4	Posisi Tendon	158
4.3.8	Kehilangan Tegangan (<i>Loss Of Prestress</i>)	162
4.3.8.1	Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Angkur	162
4.3.8.2	Kehilangan Tegangan Akibat Gaya Gesekan Cable	162
4.3.8.3	Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis	162
4.3.8.4	Kehilangan Tegangan Akibat Pengangukuran	163
4.3.8.5	Kehilangan Tegangan Akibat <i>Relaxation Of Tendon</i>	163
4.3.9	Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok	166
4.3.9.1	Tegangan Keadaan Awal	166
4.3.9.2	Keadaan Setelah <i>Loss of Prestress</i>	167
4.3.9.3	Keadaan Setelah Lantai Selesai Cor	167
4.3.9.4	Keadaan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit	168
4.3.10	Tegangan Yang Terjadi Pada Balok Komposit	168
4.3.10.1	Tegangan Akibat Beban Mati Sendiri (MS)	168
4.3.10.2	Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)	169
4.3.10.3	Tegangan Akibat Susut dan Rangkak (SR)	169
4.3.10.4	Tegangan Akibat Prategang	172
4.3.10.5	Tegangan Akibat Lajur (TD)	172
4.3.10.6	Tegangan Akibat Gaya Rem (TB)	173
4.3.10.7	Tegangan Akibat Beban Angin (EW)	173
4.3.10.8	Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ)	174
4.3.10.9	Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)	174

4.3.10.10	Resume Diagram Tegangan	176
4.3.10.11	Kontrol Tegangan.....	180
4.3.11	Pembesian <i>End Block</i>	182
4.3.11.1	Perhitungan Sengkang Untuk <i>Bursting Force</i>	183
4.3.11.2	Tinjauan Geser	184
4.3.12	Perhitungan <i>Shear Connector</i>	186
4.3.13	Lendutan Balok (<i>Chambering</i>).....	188
4.3.13.1	Lendutan Balok <i>Prestress</i> (Sebelum Komposit).....	188
4.3.13.2	Lendutan Balok Komposit.....	190
4.3.13.3	Kontrol Lendutan Akibat Kombinasi Beban	192
4.4	Analisis Abutment Dengan Beban RDT1	193
4.4.1	Data – Data Abutment.....	193
4.4.2	Analisa Beban Kerja	194
4.4.2.1	Berat Sendiri Struktur (MS).....	194
4.4.2.2	Beban Mati Tambahan (MA).....	195
4.4.2.3	Tekanan Tanah (TA).....	196
4.4.2.4	Beban Lajur (TD).....	197
4.4.2.5	Beban Pejalan Kaki (TP)	197
4.4.2.6	Gaya Rem (TB).....	197
4.4.2.7	Temperatur (ET)	198
4.4.2.8	Beban Angin (EW).....	198
4.4.2.9	Beban Gempa (EQ).....	200
4.4.2.10	Gesekan Perletakan (FB)	203
4.4.2.11	Rekap Beban Kerja	203
4.4.2.12	Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja	204
4.4.3	Kontrol Stabilitas Guling dan Geser	204
4.4.3.1	Stabilitas Guling Arah X Abutment.....	204
4.4.3.2	Stabilitas Guling Arah Y Abutment	205
4.4.3.3	Stabilitas Geser Arah X Abutment.....	205
4.4.3.4	Stabilitas Geser Arah Y Abutment	205
4.4.4	Beban <i>Ultimate</i> Pada Pilecap Abutment.....	206
4.4.5	Beban <i>Ultimate</i> Pada Kolom	207

4.4.5.1 Berat Sendiri (MS).....	207
4.4.5.2 Tekanan Tanah (TA).....	207
4.4.5.3 Beban Gempa (EQ).....	207
4.4.5.4 Rekap Beban <i>Ultimate</i> Kolom.....	208
4.4.6 Beban <i>Ultimate</i> Pada <i>Head</i> Abutment.....	209
4.4.6.1 <i>Ultimate</i> pada <i>Backwall</i> bawah.....	209
4.4.6.2 <i>Ultimate</i> pada <i>Backwall</i> Atas.....	210
4.4.6.3 <i>Ultimate</i> pada <i>Corbel</i>	211
4.4.7 <i>Ultimate</i> pada <i>Wingwall</i>	212
4.4.8 Penulangan pada Kolom	212
4.4.8.1 Penulangan kolom Utama.....	212
4.4.8.2 Penulangan Geser Kolom	214
4.4.9 Penulangan <i>Backwall</i> Bawah.....	215
4.4.10 Penulangan <i>Backwall</i> Atas.....	217
4.4.11 Penulangan <i>Corbel</i>	218
4.4.12 <i>Wingwall</i> Arah Vertikal.....	220
4.4.13 <i>Wingwall</i> arah Horizontal	223
4.4.14 Cek <i>Spun Pile</i> dan Penulangan Pilecap	225
4.4.14.1 Tahanan Aksial <i>Spun Pile</i>	226
4.4.14.2 Tahanan Lateral <i>Spun Pile</i>	227
4.4.14.3 Analisis Pondasi Abutment.....	227
4.4.14.4 Tinjauan Aksial dan Lateral Abutment	228
4.4.14.5 Kontrol Daya Dukung ijin Tiang Pancang.....	229
4.4.14.6 Pembesian Pilecap	229
4.5 Analisa Pilar 1	232
4.5.1 Data Struktur Pilar 1	232
4.5.2 Analisa Beban Kerja	233
4.5.2.1 Berat Sendiri Struktur (MS).....	233
4.5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA).....	235
4.5.2.3 Beban Lajur (TD).....	235
4.5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)	236
4.5.2.5 Gaya Rem (TB).....	236

4.5.2.6	Beban Angin (EW).....	237
4.5.2.7	Beban Akibat Tumbukan Kendaraan (TC)	240
4.5.2.8	Beban Gempa (EQ).....	240
4.5.2.9	Rekap Kombinasi Beban Kerja Pilar	242
4.5.2.10	Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja	242
4.5.3	Kontrol Stabilitas Guling dan Geser Pilar 1	243
4.5.3.1	Stabilitas Guling Arah X.....	243
4.5.3.2	Stabilitas Guling Arah Y	243
4.5.3.3	Stabilitas Geser Arah X.....	244
4.5.3.4	Stabilitas Geser Arah Y.....	244
4.5.4	Beban <i>Ultimate</i> Pada Pilecap Pilar 1	244
4.5.5	Beban <i>Ultimate</i> pada Kolom Pilar 1	245
4.5.6	Tinjauan Kolom Pilar 1	246
4.5.6.1	Tinjauan Pilar Arah Memanjang/ Arah X Jembatan	246
4.5.6.2	Tinjauan Pilar Arah Melintang/ Arah Y Jembatan	251
4.5.7	Tinjauan Pilar <i>Head</i> dan Penulangan.....	254
4.5.8	Tinjauan Pilecap Pilar 1 dan Penulangan.....	256
4.5.8.1	Tahanan Aksial <i>Spun Pile</i>	257
4.5.8.2	Tahanan Lateral <i>Spun Pile</i>	258
4.5.8.3	Tinjauan Aksial dan Lateral Abutment	250
4.5.8.4	Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang	260
4.5.8.5	Pembesian <i>Pilecap</i>	261
4.6	Analisa Pilar 2.....	263
4.6.1	Data Struktur Pilar 2	263
4.6.2	Analisa Beban Kerja	264
4.6.2.1	Berat Sendiri Struktur (MS).....	264
4.6.2.2	Beban Mati Tambahan (MA).....	266
4.6.2.3	Beban Lajur (TD).....	266
4.6.2.4	Beban Pejalan Kaki (TP)	266
4.6.2.5	Gaya Rem (TB).....	266
4.6.2.6	Beban Angin (EW).....	267
4.6.2.7	Beban Tumbukan Kendaraan (TC).....	269

4.6.2.8	Beban Gempa (EQ).....	270
4.6.2.9	Rekap Kombinasi Beban Kerja Pilar 2	271
4.6.2.10	Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja	272
4.6.3	Kontrol Stabilitas Guling dan Geser Pilar 2	273
4.6.3.1	Stabilitas Guling Arah X.....	273
4.6.3.2	Stabilitas Guling Arah Y.....	273
4.6.3.3	Stabilitas Geser Arah X.....	273
4.6.3.4	Stabilitas Geser Arah Y.....	273
4.6.4	Beban <i>Ultimate</i> Pada Pilecap Pilar 2	274
4.6.5	Beban <i>Ultimate</i> Pada Kolom Pilar 2.....	275
4.6.6	Tinjauan Pilar 2 dan Penulangan	276
4.6.6.1	Tinjauan Pilar Arah Memanjang/ Arah X Jembatan	276
4.6.6.2	Tinjauan Pilar Arah Melintang/ Arah Y Jembatan.....	281
4.6.7	Tinjauan Pier <i>Head</i> Pilar 2 dan Penulangan	284
4.6.8	Tinjauan <i>Pilecap</i> Pilar 2 dan Penulangan	286
4.6.8.1	Tahanan Aksial <i>Spun Pile</i>	287
4.6.8.2	Tahanan Lateral <i>Spun Pile</i>	288
4.6.8.3	Tinjauan Aksial dan Lateral Pilar 2	289
4.6.8.4	Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Pancang	290
4.6.8.5	Pembesian <i>Pilecap</i>	291
4.7	Evaluasi Hasil <i>Design</i>	293
 BAB 5 PENUTUP		
5.1	Kesimpulan	295
5.2	Saran.....	295
DAFTAR PUSTAKA		296
LAMPIRAN.....		298

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Hasil Penelitian Sebelumnya	6
Tabel 2.2 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	11
Tabel 2.3 Faktor beban untuk berat mati tambahan.....	11
Tabel 2.4 Faktor beban hidup untuk lajur “D”	12
Tabel 2.5 Faktor beban untuk beban truk “T”	13
Tabel 2.6 Nilai V_o dan V_z untuk berbagai variasi kondisi hulu	15
Tabel 2.7 Tekanan angin dasar	15
Tabel 2.8 Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang.....	16
Tabel 2.9 Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan.....	17
Tabel 2.10 Kelas Situs	17
Tabel 2.11 MCE_R terpetakan pada periode pendek S_s	21
Tabel 2.12 MCE_R terpetakan pada periode pendek F_v	21
Tabel 2.13 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	25
Tabel 2.14 Lebar Jembatan.....	26
Tabel 2.15 Perbedaan Jembatan <i>overpass</i> dan jembatan <i>Crossing</i> Sungai	28
Tabel 2.16 Mutu Beton dan Penggunaan.....	38
Tabel 2.17 Sifat Mekanis Baja Tulangan.....	40
Tabel 2.18 Jenis dan Spesifikasi Tendon Baja <i>Prategang</i>	41
Tabel 2.19 Koefisien Kelangkungan dan <i>Wobble</i>	50
Tabel 2.20 Nilai K_{sh} Komponen Pascatarik	51
Tabel 2.21 Nilai-nilai tipikal pada tanah	69
Tabel 3.1 Hasil Desain Eksisting dan Hasil Redesain.....	80
Tabel 4.1 Temperatur Jembatan rata-rata Normal	89
Tabel 4.2 Rekapitulasi Momen.....	90
Tabel 4.3 Kombinasi 1 momen Lapangan.....	90
Tabel 4.4 Kombinasi 1 momen Tumpuan.....	91
Tabel 4.5 Beban Mati Total (MS) Steel <i>Girder</i>	109
Tabel 4.6 Total Beban Mati Tambahan Steel <i>Girder</i>	110
Tabel 4.7 Nilai N-SPT	113
Tabel 4.8 Kelas Situs	112
Tabel 4.9 Percepatan Respon Spektrum Pada Tanah Lunak.....	115

Tabel 4.10	Berat beban Mati RDT1	115
Tabel 4.11	Rekapitulasi Pembebanan.....	117
Tabel 4.12	Persamaan Momen dan Gaya Geser.....	118
Tabel 4.13	Momen pada <i>Girder</i> Baja	118
Tabel 4.14	Kombinasi momen.....	118
Tabel 4.15	Geser pada <i>Girder</i> Baja	119
Tabel 4.16	Kombinasi Geser	119
Tabel 4.17	<i>Product Shear Connector</i>	129
Tabel 4.18	Dimensi <i>Prestressed Concrete I (PCI)</i>	140
Tabel 4.19	<i>Section Properties</i> balok PCI.....	143
Tabel 4.20	<i>Section properties</i> balok Komposit.....	144
Tabel 4.21	Momen dan Geser akibat beban Sendiri PCI.....	146
Tabel 4.22	Momen dan Geser akibat beban mati Tambahan PCI.....	146
Tabel 4.23	Berat Beban Mati RDT2.....	150
Tabel 4.24	Rekapitulasi Pembebanan PCI.....	152
Tabel 4.25	Persamaan Momen dan Persamaan Geser	152
Tabel 4.26	Momen pada balok Prategang	153
Tabel 4.27	Kombinasi Momen PCI.....	153
Tabel 4.28	Geser pada balok Prategang.....	154
Tabel 4.29	Kombinasi Geser PCI	154
Tabel 4.30	Jumlah total <i>Strands</i>	157
Tabel 4.31	Jumlah Total Tendon dan <i>Strands</i>	158
Tabel 4.32	Tendon dan jumlah <i>Strands</i>	158
Tabel 4.33	Statis Tendon.....	159
Tabel 4.34	<i>Eksentrisitas</i> Tendon.....	159
Tabel 4.35	Lintasan Inti Tendon	160
Tabel 4.36	Sudut <i>Pengangkuran</i> Tendon	160
Tabel 4.37	Tata Letak Trace Tendon.....	161
Tabel 4.38	Loss of Prestress	166
Tabel 4.39	Kondisi Rangkak	171
Tabel 4.40	Tegangan Susut dan Rangkak.....	171
Tabel 4.41	Momen Temperatur.....	174

Tabel 4.42	Kontrol Tegangan Kombinasi 1	181
Tabel 4.43	Kontrol Tegangan kombinasi 2.....	181
Tabel 4.44	Kontrol Tegangan Kombinasi 3.....	181
Tabel 4.45	Kontrol Tegangan Kombinasi 4.....	181
Tabel 4.46	Kontrol Tegangan Kombinasi 5.....	182
Tabel 4.47	Pengukuran	182
Tabel 4.48	Momen Statis bagian atas	182
Tabel 4.49	Momen Statis bagian bawah.....	183
Tabel 4.50	Perhitungan Sengkang arah vertikal.....	184
Tabel 4.51	Perhitungan Sengkang arah horizontal	184
Tabel 4.52	Momen dan Geser Kombinasi 3	158
Tabel 4.53	Jarak Sengkang	185
Tabel 4.54	Rekap Sengkang	186
Tabel 4.55	Jarak <i>Shear Connector</i>	188
Tabel 4.56	Kontrol Lendutan PCI	192
Tabel 4.57	Dimensi Abutment.....	193
Tabel 4.58	Berat Sendiri atas Abutment	194
Tabel 4.59	Beban Struktur bawah Abutment.....	195
Tabel 4.60	Beban mati tambahan pada Abutment.....	195
Tabel 4.61	Tekanan Tanah Abutment	197
Tabel 4.62	Beban Gempa	202
Tabel 4.63	Rekap Beban Kerja.....	204
Tabel 4.64	Kombinasi Beban Tegangan kerja	204
Tabel 4.65	Rekap Tegangan Kerja.....	204
Tabel 4.66	Stabilitas Guling Arah X.....	205
Tabel 4.67	Stabilitas Guling Arah Y	205
Tabel 4.68	Penahan Geser arah X.....	205
Tabel 4.69	Penahan Geser arah Y	206
Tabel 4.70	Rekap Beban pada <i>Pilecap</i>	206
Tabel 4.71	Beban <i>Ultimate</i> pada <i>pilecap</i>	207
Tabel 4.72	Berat Sendiri pada Kolom	207
Tabel 4.73	Tekanan Tanah pada Kolom	207

Tabel 4.74	Beban Gempa Pada Kolom.....	208
Tabel 4.75	Rekap beban pada Kolom.....	208
Tabel 4.76	Beban <i>Ultimate</i> pada Kolom Abutment.....	209
Tabel 4.77	Tekanan tanah pada <i>backwall</i> bawah.....	209
Tabel 4.78	Beban Gempa <i>statistic ekivalen</i> pada <i>backwall</i> bawah	209
Tabel 4.79	Tekanan Gempa Tekanan Tanah <i>backwall</i> bawah	210
Tabel 4.80	Rekap beban <i>ultimate backwall</i> bawah.....	210
Tabel 4.81	Tekanan Tanah pada <i>Backwall</i> atas	210
Tabel 4.82	Beban gempa <i>statistic ekivalen backwall</i> atas.....	211
Tabel 4.83	Tekanan gempa tekanan tanah <i>backwall</i> atas	211
Tabel 4.84	Rekap beban <i>ultimate backwall</i> Atas.....	211
Tabel 4.85	Beban geser dan momen <i>ultimate Corbel</i>	211
Tabel 4.86	Beban <i>ultimate Wingwall</i>	212
Tabel 4.87	Beban dan momen selebar 1 m.....	212
Tabel 4.88	Tulangan kolom Abutment	213
Tabel 4.89	Analisa pondasi Abutment.....	228
Tabel 4.90	Gaya Aksial Arah X.....	228
Tabel 4.91	Gaya Aksial Arah Y	228
Tabel 4.92	Gaya Lateral Abutment.....	228
Tabel 4.93	Daya Dukung Ijin Aksial Arah X	229
Tabel 4.94	Daya Dukung Ijin Aksial arah Y.....	229
Tabel 4.95	Daya dukung Ijin Lateral	229
Tabel 4.96	Dimensi Pilar 1	233
Tabel 4.97	Beban Sendiri Struktur atas (16m)	233
Tabel 4.98	Beban Sendiri Struktur atas (30m)	233
Tabel 4.99	Berat Pilar 1	234
Tabel 4.100	Beban Mati Tambahan Pilar 1	235
Tabel 4.101	Beban Gempa Pada Pilar 1	242
Tabel 4.102	Rekap Beban Kerja Pilar 1	242
Tabel 4.103	Kombinasi Beban Tegangan Kerja Pada Pilar 1	243
Tabel 4.104	Rekap Tegangan kerja pada Pilar 1.....	243
Tabel 4.105	Stabilitas Guling arah X Pilar 1	243

Tabel 4.106	Stabilitas Guling arah Y pilar 1	244
Tabel 4.107	Penahan Geser arah X Pilar 1	244
Tabel 4.108	Penahan Geser arah Y Pilar 1	244
Tabel 4.109	Rekap beban pada <i>Pilecap</i> Pilar 1	245
Tabel 4.110	Beban <i>ultimate</i> pada <i>Pilecap</i> Pilar 1.....	245
Tabel 4.111	Rekap beban pada kolom Pilar 1	246
Tabel 4.112	Beban <i>ultimate</i> pada kolom Pilar 1.....	246
Tabel 4.113	Momen <i>ultimete</i> perbesar	248
Tabel 4.114	Beban dan Momen Selebar 1 m.....	249
Tabel 4.115	Tulangan Kolom Pilar 1.....	250
Tabel 4.116	Dimensi Pier <i>Head</i> Pilar 1	254
Tabel 4.117	Momen dan Gaya Geser pada Pier <i>Head</i> Pilar 1	254
Tabel 4.118	Analisa pondasi Pilar 1	259
Tabel 4.119	Gaya Aksial Arah X pilar 1.....	259
Tabel 4.120	Gaya Aksial Arah Y Pilar 1.....	260
Tabel 4.121	Gaya Lateral Pilar 1	260
Tabel 4.122	Daya Dukung Ijin Aksial Arah X Pilar 1.....	260
Tabel 4.123	Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y Pilar 1	260
Tabel 4.124	Daya dukung ijin Lateral arah X pilar 1	261
Tabel 4.125	Dimensi Pilar 2	264
Tabel 4.126	Beban Sendiri Struktur atas (RDT2)	265
Tabel 4.127	Berat Pilar 2	265
Tabel 4.128	Beban Mati tambahan Pilar 2	266
Tabel 4.129	Beban Gempa Pada Pilar 2	271
Tabel 4.130	Rekap Beban Kerja Pilar 2	272
Tabel 4.131	Kombinasi Beban Tegangan Kerja pada Pilar 2	272
Tabel 4.132	Rekap Tegangan kerja Pada Pilar 2	272
Tabel 4.133	Stabilitas Guling Arah X Pilar 2	273
Tabel 4.134	Stabilitas Guling Arah Y Pilar 2	273
Tabel 4.135	Stabilitas Geser arah X Pilar 2.....	273
Tabel 4.136	Stabilitas Geser arah Y Pilar 2	274
Tabel 4.137	Rekap beban Pada <i>Pilecap</i> Pilar 2.....	274

Tabel 4.138	Beban <i>ultimate</i> pada <i>Pilecap</i> Pilar 2.....	275
Tabel 4.139	Rekap beban pada kolom Pilar 2	275
Tabel 4.140	Beban <i>Ultimate</i> Pada <i>Pilecap</i> Pilar 2.....	275
Tabel 4.141	Momen <i>ultimate</i> perbesar pilar 2.....	278
Tabel 4.142	Beban dan Momen Selebar 1 m.....	278
Tabel 4.143	Tulangan Kolom Pilar 2.....	279
Tabel 4.144	Dimensi Pier <i>Head</i> Pilar 2	284
Tabel 4.145	Momen dan Geser Pier <i>Head</i> Pilar 2	284
Tabel 4.146	Analisa Pondasi Pilar 2.....	289
Tabel 4.147	Gaya Aksial Arah X Pilar 2	289
Tabel 4.148	Gaya Aksial Arah Y Pilar 2.....	290
Tabel 4.149	Gaya Lateral Pilar 2.....	290
Tabel 4.150	Daya dukung ijin Aksial arah X Pilar 2.....	290
Tabel 4.151	Daya Dukung ijin Aksial arah Y Pilar 2	290
Tabel 4.152	Daya Dukung Ijin Lateral pilar 2.....	291
Tabel 4.153	Perbandingan Rasio Volume <i>Eksisting</i> dan <i>Redesain</i>	294

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Tahapan perancangan teknis jembatan	9
Gambar 2.2 Beban Lajur “D”	12
Gambar 2.3 Pembebanan Truk “T”	13
Gambar 2.4 Peta <i>PGA</i>	19
Gambar 2.5 Peta <i>Respon Spectra</i> gempa S_s	20
Gambar 2.6 Peta <i>Respon Spectra</i> gempa S_I	20
Gambar 2.7 Peta Trasisi Pnajang wilayah Indonesia	23
Gambar 2.8 Bentuk Tipikal <i>respon Spectra</i> di permukaan tanah.....	23
Gambar 2.9 Kriteria <i>clearance</i> jembatan <i>overpass</i>	27
Gambar 2.10 (a dan b) penampang jembatan <i>overpass</i> dan Jembatan <i>cross</i> sungai	29
Gambar 2.11 (a dan b) <i>Skew layout</i> dan <i>Square Layout</i>	30
Gambar 2.12 Segmental <i>Girder</i> dan Potongan <i>Girder</i> PCI segmental.....	31
Gambar 2.13 Penampang Perletakan kabel didalam girder.....	32
Gambar 2.14 Metode <i>Pre Tension</i>	33
Gambar 2.15 Metode <i>Post Tension</i>	34
Gambar 2.16 Macam-macam kegunaan baja komposit.....	36
Gambar 2.17 Penampang Baja Komposit	36
Gambar 2.18 Jenis jenis tulangan prategang	41
Gambar 2.19 Konsep Tegangan dan Regangan pada penampang.....	43
Gambar 2.20 Perletakan tulangan pokok dan tulangan bagi	44
Gambar 2.21 Bidang penyebaran tekanan roda.....	46
Gambar 2.22 <i>Layout</i> tendon <i>parabolic</i>	52
Gambar 2.23 Daerah aman kabel	54
Gambar 2.24 Transisi daerah solid ke tumpuan	55
Gambar 2.25 Zona ujung, retak <i>Bursting</i> dan retak <i>spalling</i>	55
Gambar 2.26 Sengkang Vertikal.....	56
Gambar 2.27 Jarak Tulangan badan	58
Gambar 2.28 Jenis Konfigurasi <i>shear key</i>	58
Gambar 2.29 Kerja <i>camber</i> pada jembatan	59
Gambar 2.30 a) diagram regangan balok komposit, (b) Diagram Tegangan pada balok komposit dengan penampang tertransformasi	60

Gambar 2.31	Lebar efektif balok komposit.....	62
Gambar 2.32	Kuat lentur pada penampang beton	63
Gambar 2.33	Kuat lentur pada penampang baja.....	64
Gambar 2.34	Gaya luar yang bekerja	67
Gambar 2.35	Gaya luar Pilar Jembatan.....	70
Gambar 3.1	Plan Jembatan	72
Gambar 3.2	Potongan Memanjang Jembatan.....	72
Gambar 3.3	Plat Lantai Hasil <i>Existing</i>	73
Gambar 3.4	Plat Lantai <i>Redesign</i>	74
Gambar 3.5	<i>Girder</i> 16 m <i>Existing</i> dan <i>Redesign</i>	74
Gambar 3.6	<i>Girder</i> PCI 30 m	75
Gambar 3.7	Dimensi Abutment A1 dan A2 <i>Existing</i>	76
Gambar 3.8	Dimensi Abutment A1 dan A2 <i>Redesign</i>	76
Gambar 3.9	Dimensi Pilar <i>Existing</i>	77
Gambar 3.10	Dimensi Pilar <i>Redesign</i>	78
Gambar 3.11	Jembatan <i>Existing</i> dan jembatan <i>Redesign</i>	81
Gambar 3.12	Lebar jembatan <i>Existing</i> dan Redesain.....	82
Gambar 3.13	Jarak <i>Girder Existing</i> dan Redesain.....	82
Gambar 3.14	<i>Flow Chart</i> Perencanaan	83
Gambar 4.1	Penampang plat Lantai	84
Gambar 4.2	Berat Sendiri Struktur (MS)	86
Gambar 4.3	Beban mati tambahan (MA)	87
Gambar 4.4	Pembebanan Truk “T”	87
Gambar 4.5	Pembebanan truk (TT).....	88
Gambar 4.6	Pembebanan Temperatur.....	89
Gambar 4.7	Plat Lantai.....	91
Gambar 4.8	Bidang Penyebaran Tekanan Roda	95
Gambar 4.9	Rencana Tulangan Plat Lantai	97
Gambar 4.10	Penampang trotoar dan parapet pada <i>overpass</i>	97
Gambar 4.11	Penulangan trotoar	101
Gambar 4.12	Dimensi Parapet.....	102
Gambar 4.13	Penulangan Parapet.....	105

Gambar 4.14	Desain Gelagar baja komposit.....	106
Gambar 4.15	Penampang Baja	106
Gambar 4.16	Bentang efektif	108
Gambar 4.17	Jarak Diafragma.....	108
Gambar 4.18	Grafik percepatan <i>Respon Spektrum</i>	115
Gambar 4.19	Diagram Momen <i>Girder</i> Baja.....	120
Gambar 4.20	Diagram Geser <i>Girder</i> Baja.....	121
Gambar 4.21	Diagram Tegangan balok komposit.....	123
Gambar 4.22	<i>Cover plate</i>	124
Gambar 4.23	Diagram tegangan baja komposit setelah pemberian <i>coverplate</i>	125
Gambar 4.24	Dimensi <i>connector</i>	129
Gambar 4.25	Elastomer <i>Bearing pad</i>	136
Gambar 4.26	Penampang <i>Girder</i> PCI 30 m.....	139
Gambar 4.27	Dimensi <i>Prestressed Concrete</i> I (PCI).....	140
Gambar 4.28	Lebar Efektif.....	141
Gambar 4.29	Code luas Penampang PCI	142
Gambar 4.30	Code Luar Penampang komposit.....	144
Gambar 4.31	Diagram Momen PCI.....	155
Gambar 4.32	Diagram Geser PCI.....	155
Gambar 4.33	<i>Trace Cabel</i>	161
Gambar 4.34	Tegangan saat transfer	176
Gambar 4.35	Tegangan setelah <i>loss of prestress</i>	176
Gambar 4.36	Tegangan selesai dicor.....	176
Gambar 4.37	Tegangan selesai komposit	177
Gambar 4.38	Tegangan akibat berat sendiri	177
Gambar 4.39	Tegangan akibat beban mati tambahan.....	177
Gambar 4.40	Tegangan akibat susut beton.....	178
Gambar 4.41	Tegangan akibat rangkai beton	178
Gambar 4.42	Tegangan akibat prategang	178
Gambar 4.43	Tegangan akibat beban lajur	179
Gambar 4.44	Tegangan akibat gaya rem	179
Gambar 4.45	Tegangan akibat beban angin.....	179

Gambar 4.46	Tegangan akibat beban gempa.....	180
Gambar 4.47	Tegangan akibat <i>temperature</i>	180
Gambar 4.48	Dimensi Abutment.....	193
Gambar 4.49	Pembebanan struktur bawah.....	194
Gambar 4.50	Tekanan tanah Abutment	196
Gambar 4.51	Beban gempa Abutment.....	201
Gambar 4.52	Diagram Interaksi kolom Abutment	213
Gambar 4.53	Perletakan <i>Pilecap</i>	226
Gambar 4.54	Dimensi Pilar 1	232
Gambar 4.55	Diagram Interaksi Kolom Pilar 1.....	249
Gambar 4.56	Dimensi <i>Pier Head</i> pilar 1	254
Gambar 4.57	Perletakan <i>Pilecap</i> pilar 1	257
Gambar 4.58	Dimensi Pilar 2	264
Gambar 4.59	Diagram Interaksi kolom Pilar 2.....	279
Gambar 4.60	Dimensi <i>Pier Head</i> Pilar 2	284
Gambar 4.61	Perletakan <i>Pilecap</i>	287
Gambar 4.62	<i>Bar Chart Rasio</i> Perbandingan <i>Existing</i> dan <i>Redesign</i>	294

DAFTAR NOTASI

RDT1	= Redesain tahap 1
RDT2	= Resesain tahap 2
b_t	= Lebar Jembatan (m)
t_s	= Tebal Slab (m)
t_a	= Lapisan aspal (m)
t_h	= Genangan air (m)
S	= Jarak gelagar (m)
$2b_l$	= Lebar lalu lintas (m)
b_3	= Lebar trotoar (m)
b_4	= Lebar parapet (m)
L_1	= Panjang RDT1 (m)
L_2	= Panjang RDT2 (m)
f_c'	= Mutu Beton (MPa)
f_y	= Mutu tulangan baja (MPa)
W_c	= Berat beton bertulang (kN/m^3)
W'_c	= Berat Beton (kN/m^3)
W_a	= Berat Aspal (kN/m^3)
W_S	= Berat Baja (kN/m^3)
W_W	= Berat Jenis Air (kN/m^3)
K_S	= Kondisi layan
K_U	= Kondisi ultimate
Q_{MS}	= Berat Sendiri (kN/m)
Q_{MA}	= Berat Mati tambahan (kN/m)
FBD	= Faktor beban dinamis
T_{min}	= Temperatur rata-rata minimum
T_{max}	= Temperatur rata-rata maksimum
α	= Koefisien muai Panjang
E_c	= Modulus elastis (kPa)
M_U	= Momen ultimate (kNm)
V_u	= Gaya geser (kN)

d'	= Tebal selimut beton (m)
d	= Tebal Efektif lantai (m)
D_p	= Diameter tulangan pokok (mm)
D_b	= Diameter tulangan bagi (mm)
ℓ	= Lebar yang ditinjau (m)
ϕ	= Faktor reduksi
ρ	= Rasio tulangan
A_s	= Luas tulangan perlu (mm ²)
A_{bg}	= Luas tulangan bagi (mm ²)
b	= Lebar bidang (m)
β_l	= Faktor distribusi
h	= tinggi bidang (m)
A	= Luas area (m ²)
H	= Tinggi Profil WF (mm)
B	= Lebar Profil WF (mm)
t_w	= Tebal web WF (mm)
t_f	= Tebal flens WF (mm)
I_x	= Inersia arah X (m ⁴)
I_y	= Inersia arah Y (m ⁴)
P	= Berat terpusat (kN)
X	= Jarak arah X (m)
Q_{diaf}	= Berat diafragma ekuivalen (kN/m)
Q_{plat}	= Berat Plat lantai (kN/m)
Q_{beki}	= Berat bekisting (kN/m)
V_{MS}	= Gaya geser beban mati (kN)
M_{MS}	= Momen maksimum beban mati (kNm)
V_{MA}	= Gaya geser beban mati tambahan (kN)
M_{MA}	= Momen maksimum beban mati tambahan(kNm)
Q_{BTR}	= Beban terbagi rata
P_{BGT}	= berat garis terpusat (kN/m)
V_{TD}	= Gaya geser maksimum beban lajur (kN)
M_{TD}	= Momen maksimum beban lajur (kN)

y	= Lengan momen (m)
V_{TB}	= Gaya geser maksimum beban rem (kN)
M_{TB}	= Momen maksimum beban rem (kNm)
P_b	= Tekanan Angin (MPa)
P_d	= Tekanan angin (MPa)
Q_{EWS}	= Beban angin struktur
M_{EWS}	= momen maksimum akibat beban angin struktur (kNm)
V_{EWS}	= gaya geser maksimum beban angin struktur (kN)
M_{EWI}	= Momen maksimum akibat beban angin kendaraan (kN)
V_{EWI}	= gaya geser maksimum beban angin kendaraan (kN)
g	= gravitasi 9,81 m/s ²
T_x	= waktu getar arah X
T_y	= waktu getar arah Y
R	= faktor modifikasi respon bangunan
CSM	= koefisien respon gempa
MS	= beban mati
MA	= Beban mati tambahan
TD	= Beban Lajur
TB	= Beban Rem
EW	= Beban Angin
EQ	= Beban gempa
FP	= Beban Perletakan
ET	= Beban temperature
TA	= Beban Tekanan tanah
M_n	= Momen Nominal (kNm)
b_c	= lebar coverplate (mm)
t_c	= Tebal coverplate (mm)
A_{sfa}	= luas coverplate (mm ²)
C_l	= Garis Netral
C_s	= Tekanan pada gelagar (N)
n	= Perbandingan modulus elastis
L_c	=Lebar ekivalen baja

I_C	= Momen inersia penampang baja ekuivalen terhadap garis netral
V_L	= Gaya geser melintang (N)
\emptyset	= Diameter shear connector
d_b	= Diameter baut (mm)
f'_{ci}	=Kuat tekan beton pada keadaan awal
f_{py}	= Tegangan leleh (MPa)
f_{pu}	= Kuat Terik strand (MPa)
A_{st}	= Luas tampang nominal satu strand (mm ²)
P_{bs}	= Beban putus satu strand (kN)
B_{eff}	= Lebar pengganti beton plat
W_a	= Tahanan momen sisi atas (m ³)
W_b	= Tahanan momen sisi bawah (m ³)
P_t	= Gaya prategang awal (kN)
n_T	= Jumlah tendon (kN)
n_S	= Jumlah untaian kawat
P_j	= Gaya prategang akibat jacking (kN)
P_{eff}	= Gaya prategang setelah kehilangan tegangan (kN)
Z	= Tata letak strand terhadap alas (m)
P_X	= Gaya prategang akibat gesekan (kN)
L_{max}	= Jarak pengaruh kristis slip angkur ujung (m)
Δ	= Selisih
P_i	= Relaksasi tendon
f_{ac}	= Tegangan serat atas plat (kPa)
f'_{ac}	= Tegangan serat atas balok (kPa)
f_{bc}	= Tegangan serat bawah (kPa)
r_a	= Rasio perbandingan lebar plat sengkang vertikal
r_b	= Rasio perbandingan lebar plat sengkang horizontal
P_{bta}	= Bursting force sengkang vertikal
P_{btb}	= Bursting force sengkang horizontal
δ	= Lendutan (m)
C	= kohesi tanah (kPa)

- W_s = Berat volume tanah (kN/m³)
 M_{px} = Stabilitas guling arah X (kN)
 M_{py} = Stabilitas guling arah Y (kN)
 H = Gaya penahan geser (kN)
 s_{tul} = jarak tulangan (m)
 L_s = Panjang spun pile (m)
 P_{max} = Gaya aksial maksimum (kN)
 P_{min} = Gaya aksial minimum (kN)



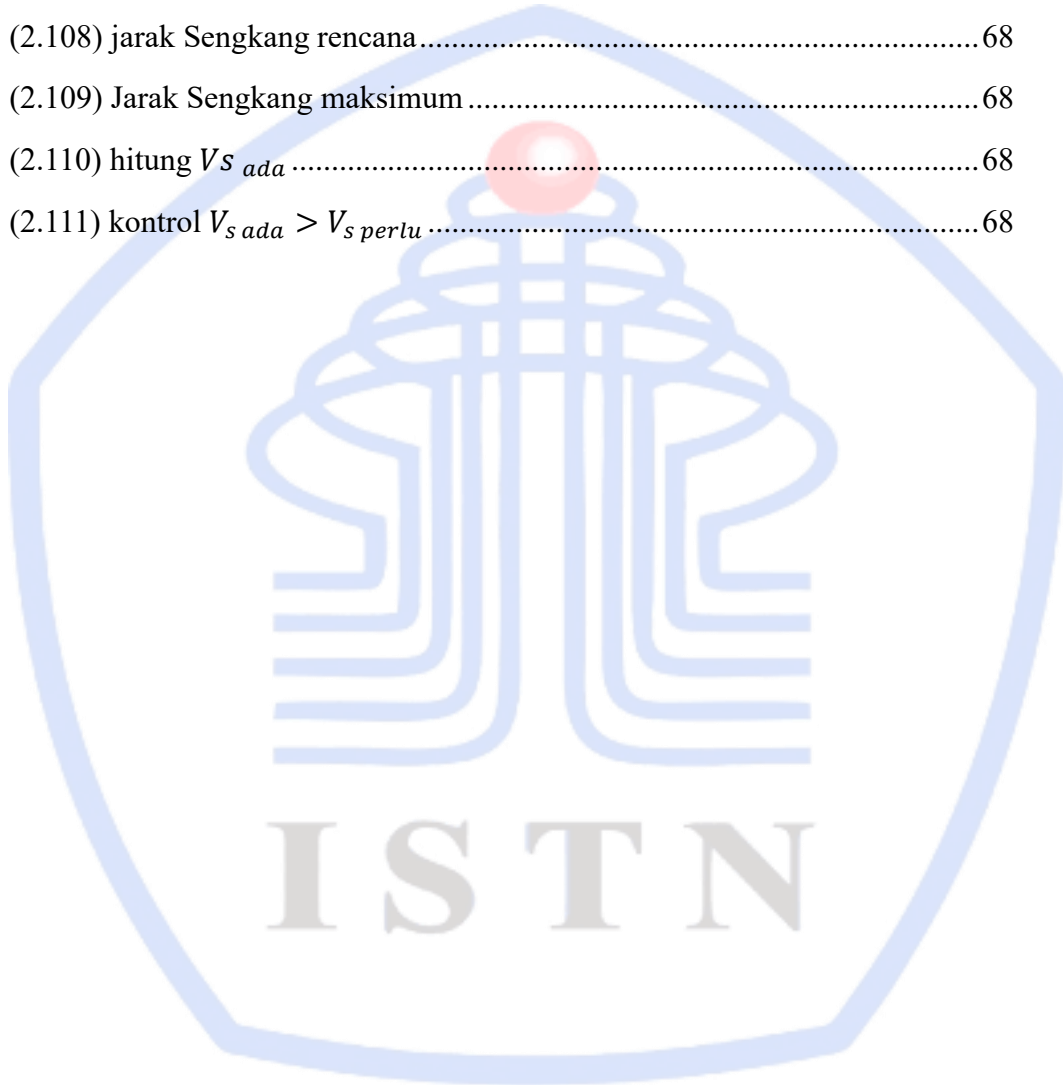
DAFTAR RUMUS

(2.1) Penentuan Q_{BTR} untuk bentang kurang dari 30 m.....	12
(2.2) Penentuan Q_{BTR} untuk bentang lebih dari 30 m.....	12
(2.3) Dampak gaya sentrifugal.....	14
(2.4) kecepatan angin rencana.....	14
(2.5) Tekanan angin rencana	15
(2.6) Nilai kecepatan rata-rata gelombang geser.....	18
(2.7) Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata.....	18
(2.8) Kuat geser rata rata.....	18
(2.9) tebal tiap lapisan antara 0m-30m.....	18
(2.10) Nilai S_{ms}	21
(2.11) Nilai S_{ml}	21
(2.12) Nilai S_{DS}	22
(2.13) Nilai S_{DI}	22
(2.14) respon sprectra rencana	22
(2.15) respon specta rencana $> T_o$ dan $< T_s$	22
(2.16) respon spectra rencana $> T_s$ dan $< T_l$	22
(2.17) respon spectra rencana $> T_L$	22
(2.18) periode getar fundamental T_o	22
(2.19) periode getar fundamental T_s	22
(2.20) Gaya gempa statis.....	23
(2.21) Modulus elastis.....	38
(2.22) faktor β_l untuk $f_c' < 30$ MPa	43
(2.23) faktor β_l untuk $f_c' > 30$ MPa	43
(2.24) tidak boleh kurang dari 0,65	43
(2.25) tebal minimum plat > 200 mm	43
(2.26) tebal minimum plat untuk $(100+40.S)$	43

(2.27) pelat lantai yang ditumpu kolom	44
(2.28) pelat lantai yang ditumpu balok atau dinding.....	44
(2.29) Presentase penyebaran bagi.....	44
(2.30) Perhitungan R_n	45
(2.31) Hitung ρ_b	45
(2.32) Hitung ρ_{maks}	45
(2.33) Hitung R_{maks}	45
(2.34) Hitung Rasio tulangan perlu.....	45
(2.35) Rasio tulangan yang diperlukan.....	45
(2.36) Rasio tulangan minimum.....	45
(2.37) Luas tulangan yang diperlukan.....	45
(2.38) diameter tulangan perlu.....	45
(2.39) Tulangan bagi.....	45
(2.40) kekuatan lenntur ultimate.....	45
(2.41) rasio tulangan terpasang.....	46
(2.42) Kekuatan lentur lantai terhadap geser.....	46
(2.43) modulus elastis beton dengan tegangan beton.....	49
(2.46) kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis.....	49
(2.47) kehilangan gaya prategang akibat Friksi.....	49
(2.48) Kehilangan gaya prategang akibat pengangkuran.....	50
(2.49) Kehilangan gaya prategang akibat rangkak.....	50
(2.60) Kehilangan prategang akibat susut.....	51
(2.61) kehilangan prategang akibat relaksasi baja.....	52
(2.62) untuk mengetahui titik Tengah digunakan.....	52
(2.63) selubung cgs bawah.....	53
(2.64) eksentrisitas bawah.....	53
(2.65) selubung lengan atas.....	53
(2.66) eksentrisitas atas.....	53
(2.67) nilai K_t	54

(2.68) perluasan <i>girder</i> prategang	57
(2.69) tegangan geser pada sambungan	58
(2.70) Lendutan akibat prategang	59
(2.71) Lendutan akibat beban mati dan hidup merata.....	59
(2.72) hubungan tegangan dan regangan	61
(2.73) regangan baja.....	61
(2.74) modulus elastis	61
(2.75) Tegangan atas pelat.....	61
(2.76) Tegangan bawah pelat	61
(2.77) Tegangan bawah balok	61
(2.78) Lebar efektif	61
(2.79) Kuat lentur nominal.....	62
(2.80) momen nominal berdasarkan distribusi tegangan	62
(2.81) Gaya tekan C	63
(2.82) Gaya Tarik T	63
(2.83) posisi plastis.....	63
(2.84) kuat lentur nominal.....	63
(2.87) Gaya tekan C yang bekerja pada beton	63
(2.88) Gaya Tarik T yang bekerja pada beton	63
(2.89) posisi plastis.....	63
(2.92) kuat lentur nominal.....	63
(2.93) jumlah penghubung geser.....	65
(2.94) kuat nominal geser.....	65
(2.95) kuat penghubung geser jenis kanal.....	65
(2.96) gaya tekanan aktif.....	67
(2.97) Gaya tekanan pasif	67
(2.98) Stabilitas guling	67
(2.99) Stabilitas geser.....	67
(2.100) Stabiitas daya dukung tanah	67

(2.101) Stabilitas terhadap eksentrisitas.....	67
(2.102) Stabilitas daya dukung tanah.....	68
(2.103) <i>Qultimate</i>	68
(2.104) Gaya geser yang mampu dipikul	68
(2.105) Gaya geser yang diperlukan	68
(2.107) hitung A_v	68
(2.108) jarak Sengkang rencana.....	68
(2.109) Jarak Sengkang maksimum.....	68
(2.110) hitung $V_{s\ ada}$	68
(2.111) kontrol $V_{s\ ada} > V_{s\ perlu}$	68



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran A	298
Lampiran B	301



BAB 1

PENDAHULUAN

4.1 Latar Belakang

Salah satu struktur bangunan yang perlu diperhatikan dalam pembangunan tol sendiri adalah jembatan. Jembatan difungsikan sebagai penghubung jalan yang terputus oleh suatu kondisi tertentu seperti melewati sungai, saluran irigasi, jalan kereta api, laut, pipa gas, maupun jalan lain dibawahnya (Batubara & Simatupang 2018). Salah satu jembatan yang berfungsi sebagai penghubung jalan adalah *Overpass*.

Pada jembatan *overpass* STA 130+037 ruas jalan tol Rengat – Pekanbaru terdapat masalah pada rancangan jembatan *overpass*. masalah yang muncul dari jembatan STA 130+037 adalah lebar jembatan yang hanya mampu dilewati satu kendaraan dengan roda 4. Sehingga diperlukan pelebaran jalan agar kendaraan dapat berjalan dari kedua sisi jembatan.

Dikatakan suatu jembatan memiliki 2 bagian pendukung yaitu struktur atas (super struktur) dan bagian struktur bawah (Sub Struktur) (Maghfiroh, 2020). Pada struktur atas pemilihan *girder* memiliki tujuan penting karena beban dari plat lantai, trotoar, dan median akan diteruskan menuju abutment maupun pilar melalui gelagar. Salah satu pemilihan gelagar dapat menggunakan *girder* PCI karena *girder* PCI memiliki penampang yang kecil dibandingkan jenis *girder* lainnya, sehingga biasanya dari hasil Analisa merupakan penampang ekonomis (Manalip & Handono, 2018). Atau yang lainnya dapat menggunakan gelagar baja komposit, gelagar komposit memiliki keuntungan profil baja yang lebih hemat dibandingkan dengan *girder* non komposit. Perencanaan komposit mengasumsi bahwa baja dan beton bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain profil yang lebih ekonomis (Aspaliza, dkk 2018).

Pada perencanaan struktur bawah terdapat perancangan abutment dan pilar sebagai penerus beban dari Super struktur menuju ke tanah. Sebagai sub-struktur abutment dan pilar memerlukan perencanaan yang teliti sebab apabila terdapat

kegagalan pada *abutmen* atau pilar bangunan struktur atas akan terkena dampak secara langsung.

Melalui penjelasan mengenai perancangan jembatan pada pembahasan diatas penulis memilih perancangan ulang struktur *overpass multispan* digunakan sebagai pembahasan skripsi ini. Penulis mencoba mendesain ulang struktur jembatan dengan meningkatkan kelas jalan B, sehingga lebar perkerasan jalan dan lebar lantai kendaraan menjadi 6 meter. Pada konfigurasi girder akan terjadi perubahan dengan menambah menjadi 4 girder dan merubah bentang pendek menjadi baja agar lebih hemat rasio penampangnya. Hasil perubahan desain diperhatikan juga rasio target agar rasio desain ulang masih efisien.

4.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang dirumuskan pada skripsi ini seperti berikut:

1. Bagaimanakah peningkatan kelas jalan B terhadap desain ulang lantai kendaraan, konfigurasi *girder* PCI dan material struktur *girder* baja pada jembatan *overpass* STA 130+037 ruas tol Rengat – Pekanbaru?
2. Bagaimanakah desain struktur abutment dan pilar setelah meningkatkan kelas jalan B pada jembatan *overpass* STA 130+037 ruas tol Rengat – Pekanbaru?
3. Bagaimanakah evaluasi desain ulang dengan desain eksisting terhadap perubahan kelas jalan B pada Jembatan *Overpass* STA 130+037 Ruas Tol Rengat – Pekanbaru?

4.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari disusunnya skripsi ini adalah sebagai berikut:

1. Menganalisis rasio peningkatan kelas jalan B terhadap desain ulang lantai kendaraan, konfigurasi *girder* PCI, dan *girder* baja yang akan digunakan ada Jembatan *Overpass* STA 130+037 Ruas Tol Rengat – Pekanbaru.
2. Menganalisis rasio peningkatan kelas jalan B terhadap struktur abutment dan pilar pada jembatan *Overpass* STA 130+037 Ruas Tol Rengat – Pekanbaru.
3. Mengevaluasi rasio desain perancangan ulang dengan desain pada Jembatan *Overpass* STA 130+037 Ruas Tol Rengat – Pekanbaru.

4.4 Manfaat Penelitian

Dengan penulisan skripsi ini penulis memiliki beberapa harapan, yaitu:

1. Untuk menambah wawasan dalam menganalisis perancangan struktur atas *overpass bridge*.
2. Untuk menambah wawasan dalam menganalisis perancangan struktur bawah *overpass bridge*.
3. Untuk menambahkan referensi perancangan struktur jembatan *overpass*

4.5 Batasan Masalah

Meninjau rumusan masalah dari perancangan *overpass* memiliki beberapa batasan yang tidak penulis analisis pada skripsi ini, yaitu:

1. Objek pembahasan skripsi ini adalah jembatan *overpass* yang terletak pada STA 130+037 tol Rengat - Pekanbaru.
2. Jembatan pendekat pada *overpass* STA 130+037 ruas tol Rengat – Pekanbaru menggunakan *girder* baja komposit yang semula *girder PCI* sedangkan jembatan utama menggunakan *girder PCI* dengan adanya perubahan konfigurasi *girder*.
3. Metode perancangan jembatan *girder PCI* menggunakan metode *post tension segmental*.
4. Tinggi abutment dan pilar *overpass* disesuaikan dengan rencana *finishgrid* yang telah dirancang, dan menyesuaikan dengan *clearance* dari *main road* dengan gelagar minimal 5,1 m pada *Overpass*.
5. Jembatan dirancang dengan 1 abutment *typical* dimana menerima beban $\frac{1}{2}$ beban gelagar 16 m, Pilar 1 menerima beban $\frac{1}{2}$ beban *girder* 16 m ditambah $\frac{1}{2}$ beban *girder* 30m, dan Pilar 2 *typical* yang memiliki beban gelagar 30 m.
6. Perencanaan ulang difokuskan pada struktur atas dan struktur bawah menjadi bangunan penunjang rancangan desain.
7. Metode pembebanan struktur mengacu pada SNI 1725-2016.
8. Pembebanan gempa mengacu pada SNI 2833-2016.
9. Kelas jalan merupakan kelas jalan B sehingga pembebanan yang digunakan adalah 70% beban Standar.
10. Metode Perencanaan Teknis menggunakan Perencanaan Teknis Jembatan No: 06/SE/Db/2021 tentang Panduan Perencanaan Teknis Jembatan

11. Metode perencanaan baja menggunakan RSNI T-03-2005 tentang perencanaan struktur baja untuk jembatan dan metode perencanaan beton menggunakan RSNI T-12-2004
12. *Spun pile* didesain sesuai dengan data lapangan. Tahanan aksial pada *spun pile* menggunakan metode mayerhoff dan lateral pada *spun pile* menggunakan metode brich hansen.
13. Perencanaan ini tidak mencakup perhitungan rencana anggaran biaya.

4.6 Sistematika Penulisan

Untuk mempermudah untuk melihat dan memahami maka diperlukannya sistematika penulisan pada penulisan skripsi ini. Dengan sistematika penulisan merupakan kerangka dan pedoman penulisan skripsi. Adapun sistematika penulisannya adalah sebagai berikut:

1. Bagian Awal Skripsi

Pada bagian awal skripsi memuat:

- i. Halaman Sampul,
- ii. Halaman judul,
- iii. halaman pengesahan,
- iv. lembar pernyataan non plagiat,
- v. kata pengantar,
- vi. abstrak dalam Bahasa Indonesia dan Bahasa Inggris,
- vii. daftar isi,
- viii. daftar gambar,
- ix. dan daftar tabel.

2. Bagian Utama Skripsi

Pada bagian ini terbagi atas 5 bab yaitu sebagai berikut :

BAB 1 PENDAHULUAN

Pada bab ini berisikan latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Pada bab ini berisikan hasil landasan-landasan teori dan juga hasil penelitian terdahulu untuk memperkuat hasil pembahasan.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Pada bab ini berisikan metode data umum, data teknis, data spesifikasi bahan dan juga alir perencanaan untuk mempermudah penulisan bab 4

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini berisi gambaran hasil penelitian dan Analisa.

BAB 5 PENUTUP

Pada bab ini berisikan kesimpulan yang dikemukakan pada penelitian ini dan saran yang mencantumkan jalan keluar untuk mengatasi masalah dan kelemahan yang ada.

3. Bagian Akhir Skripsi

Pada bagian akhir dari skripsi ini berisikan daftar Pustaka dan daftar Lampiran.

BAB 2

TINJAUAN PUTAKA

2.1 Perancangan Jembatan *Overpass*

Perancangan teknis jembatan adalah kegiatan yang berupa proses pemikiran, kreasi, dan perekayasaan dalam rangka mewujudkan infrastruktur (PM PUPR 2015). Perancangan berisikan tahapan kegiatan pengumpulan data peta dasar, dan data pendukung, kemudian disusul tahap survei, seperti survei topografi, survei geoteknik, survei hidrologi, dan survei lingkungan. Sebelum melanjutkan ke tahapan perencanaan teknis seperti kriteria desain, Analisa data lapangan, Konsep detail, perhitungan teknis jembatan (Struktur Atas dan Struktur bawah), penggambaran, dan perhitungan volume dan biaya konstruksi.

Pada tahapan perhitungan teknis desain masih melalui beberapa tahapan yang tertulis pada SNI maupun peraturan-peraturan yang berhubungan dengan jembatan.

2.1.1 Hasil Penelitian Sebelumnya

Dalam mendukung penulisan skripsi ini penulis membuat beberapa hasil dari penelitian sebelumnya yang tertuang pada Tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1 Hasil Penelitian Sejenis.

Referensi	Topik/Masalah	Metode	Hasil
Prasetya dkk., 2021, Perencanaan ulang struktur jembatan overpass bandara soekarno-hatta kota Tangerang, JOS volume 2 , no1 hal 63-69	Membuat alternatif lain pembuatan struktur atas yang awalnya <i>box girder</i> menjadi <i>PCI girder</i> .	Analisa struktur pada bagian slab menggunakan <i>Robot Structural</i> 2018 dan analisis Profesional <i>Autocad</i> 2018 untuk penggambaran desain	Struktur slab setebal 20 cm dengan menggunakan tulangan D12-150 dan D10-200 <i>Railing</i> 30x30 cm dengan tulangan utama 4D10 dan tulangan sengkang Ø6-150, Diafragma 20x96,6 cm dengan menggunakan tulangan utama 2D19 dan 3D19, tulangan ekstra 2D13, tulangan sengkang D10-150 <i>PCI-Girder</i> menggunakan tulangan utama 8D13, 6D13, dan 10D13, tulangan <i>shear connector</i> dan tulangan sengkang menggunakan D13-150

Dilanjutkan

Tabel 2.1 Hasil Penelitian Sebelumnya (lanjutan)

Referensi	Topik/Masalah	Metode	Hasil
Manalip dkk, 2018, Perencanaan balok <i>girder</i> profil I pada jembatan <i>prestressed</i> dengan variasi Bentang.	Untuk mengetahui bagaimana hasil perancangan <i>girder</i> PCI dengan variasi bentang yang akan dicoba.	Metode yang digunakan pada penelitian ini adalah menggunakan metode pemberian gaya <i>post tension</i> dan <i>pretension method</i> , sebelum diolah berdasarkan bentang yang direncanakan	Dimensi I profil prategang untuk lebar jembatan 9 m dan 20m adalah $b=0,47$ m dan $h=0,95$ m, dimensi I profil prategang untuk lebar jembatan 9m dan bentang 30 m adalah $B=0,60$ m dan $h=1,36$ m, sedangkan dimensi I profil untuk lebar 9 m dan bentang 40 m adalah $b=0,80$ dan $h=1,74$ m
Aspaliza dkk, 2018, Perencanaan Struktur Atas Jembatan Komposit sungai Nipah Desa Darul Aman Kecamatan Rupal, Jurnal Gradasi Teknik Sipil Vol 2.	Dikarenakan kondisi jembatan sebelumnya yang terbuat dari kayu mulai lapuk dan memerlukan perencanaan baru, sehingga penulis merancang desain jembatan baja komposit	Metode yang digunakan adalah menggunakan RSNI-7-02-2005 dan RSNI-T-03-2005	Dari hasil perencanaan profil gelagar baja WF 800.300.14.26 mm dengan arak anatar <i>girder</i> 1,125 m. Digunakan diafragma baja profil siku 70x70x7mm dengan jarak antar diafragma 4 m diameter perletakan <i>elastomer</i> adalah 175x300x12 mm
Nahla dkk, 2022, Perencanaan Abutment Jembatan Glendeng Kabupaten Tuban, Deteksi Jurnal Teknik Sipil Unigoro vol 7 no 1	Dikarenakan kondisi jembatan sebelumnya yang mulai rusak, maka dirancangnya jembatan yang terbaru dengan abutment tipe T	Metode yang digunakan menggunakan Analisa pembebanan 1725-2016 dan dengan kontrol guling dan kontrol geser	Hasil penulangan plat injak menggunakan D13-200 mm untuk arah melintang jembatan dan D16-200 mm untuk memanjang jembatan. <i>Breast wall</i> menggunakan D25-150 <i>breast</i> arah wall x D16-300mm dan arah wall y D16-350 mm
Prasetyo dkk, 2021, Perencanaan Struktur Bawah (Abutment) pada pembangunan jembatan Petak, Kabupaten Nganjuk, Student Journal Gelagar Vol 3	Untuk mengetahui dimensi dan jumlah tulangan pada abutment serta pondasi borepile yang sesuai dengan kebutuhan.	Beban struktur atas mengacu pada SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. Metode yang digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi <i>bore pile</i> adalah metode mayernhoff	Dari hasil perencanaan dimensi abutment memiliki tinggi 6,5 m, lebar 6 m, dan panjang 12 m. Dari hasil perhitungan, tulangan pokok badan abutment adalah D29 – 100 dengan tulangan pembagi D19 – 200 dan tulangan geser D13 – 400. Sedangkan penulangan pilecap arah x dipasang D25 –125 dan tulangan arah y D25 – 165 dengan tulangan pembagi D16 – 200.

dilanjutkan.....

Tabel 2.1 Hasil Penelitian Sebelumnya (lanjutan)

Referensi	Topik/Masalah	Metode	Hasil
Shodiq dkk, Perencanaan Struktur Pilar (P1) jembatan Beton Bertulang Sungai Pepe Kabupaten Boyolali, Jawa Tengah, Fakultas Teknis majalengka Hal 279-285	Perancangan jembatan sungai Pepe Kabupaten Boyolali untuk meneruskan ruas tol Semarang - Solo	Perhitungan struktur jembatan mengacu pada RSNI T-12-2004 (Standar Perencanaan Struktur Beton Jembatan) dan RSNI T-02-2005 (Persiapan Perencanaan Jembatan Standar).	Tinggi rencana pilar 11,6 m dan lebar 9,2 m. tulangan untuk <i>pier head</i> menggunakan D32-100, kolom D32-50 dan <i>Foot Pier</i> D32-100.
Putra dkk, Perencanaan Gelagar baja pada jembatan Desa Buket Linteung Kecamatan Langkahan Aceh	Untuk mengkaji dan membandingkan penampang gelagar baja non-komposit dan komposit.	Metode yang digunakan adalah menggunakan RSNI-7-02-2005 dan RSNI-T-03- 2005	Perencanaan gelagar baja non- komposit direncanakan menggunakan IWF 700.300.12.24 dan perancangan gelagar baja komposit menggunakan IWF 600.200.12.20

Sumber : Prasetya dkk 2021, manalip dkk, 2018, aspaliza dkk 2018, Nahla dkk 2022, prasetyo dkk 2021.

2.1.2 SNI dan Peraturan Jembatan

Perancangan Jembatan di Indonesia secara khusus ditulis pada Peraturan Bina Marga No. 06/SE/Db/2021 Tentang Panduan Praktis Perancangan Teknis Jembatan.

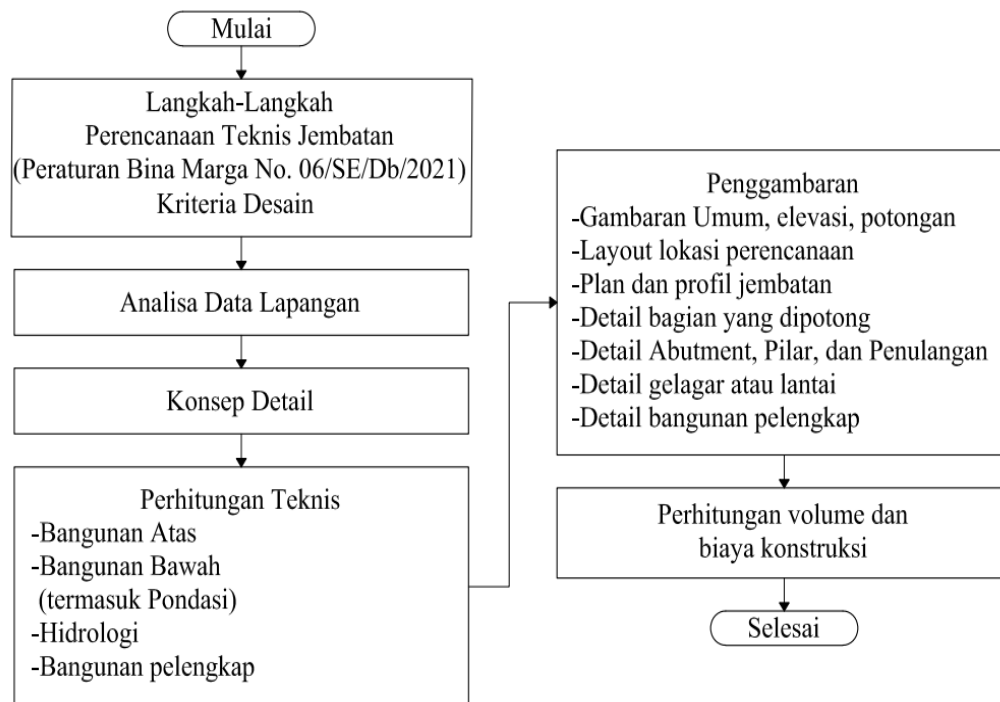
Pada tahapan pendahuluan hal yang paling pertama dilakukan adalah pengumpulan data dasar dan data sekunder (pendukung), pada tahap pengumpulan data dasar adalah dengan mencari peta topografi, peta geologi, peta tata guna lahan dan data curah hujan sedangkan data pendukung berupa data jaringan jalan, data kondisi lalu lintas, data lokasi dan harga material, dan data survei terdahulu.

Setelah data primer dan pendukung didapat selanjutnya akan melakukan konsep pendahuluan (*Basic Design*), pada tahap ini pemilihan tipe bangunan atas dan bangunan bawah, menentukan elevasi, lokasi lahan dan foto dokumenter lokasi yang akan dibangun.

Langkah ketiga adalah tahapan survei detail, survei dibagi menjadi 4 survei yaitu survei topografi, survei geoteknik, survei hidrologi dan survei lingkungan. Survei yang dilakukan pada survei topografi adalah pengukuran titik kontrol

horizontal dan vertikal, pengukuran penampang dan situasi dokumen tender, pengukuran 200 m kiri dan kanan sungai sepanjang jalan, pengukuran 100 m kiri dan kanan as jalan, pengukuran 50 m kiri dan kanan tepi sungai, perhitungan dan penggambaran. Pengujian Hidrologi dilakukan survei karakteristik aliran sungai, karakteristik sungai, MAB dan MAN visual dan keterangan masyarakat sekitar, dan Analisa penampang sungai. Dan yang terakhir survei lingkungan yang diperhatikan adalah survei aspek lingkungan, dan pengumpulan dokumen AMDAL (RKL dan RPL, UKL dan UPL)

Dengan tahapan perencanaan teknis ditunjukkan pada Gambar 2.1 sebagai berikut:



Gambar 2.1 Tahapan perancangan teknis jembatan

Sumber :No. 06/SE/Db/2021

Setelah dilakukan perancangan jembatan hal yang terakhir dilakukan menurut Peraturan Bina Marga No. 06/SE/Db/2021 adalah menyiapkan draf laporan akhir dan menyiapkan draf laporan teknis.

2.1.2.1 Kriteria Sandar Acuan Struktur

Standar acuan kriteria desain struktur dan jembatan yang digunakan dalam pelaksanaan penyusunan Skripsi adalah meliputi seluruh peraturan perundang undangan dan persyaratan Teknik Jalan Tol, namun tidak terbatas pada hal-hal sebagai berikut:

- a. Standar Pembebanan untuk jembatan, SNI 1725-2016.
- b. Standar perencanaan struktur beton untuk jembatan, RSNI T-03-2004
- c. Standar perencanaan struktur baja untuk jembatan. RSNI T-12-2005
- d. Perencanaan Jembatan terhadap beban gempa, SNI 03-2833-2016

2.1.2.2 Filosofi Perencanaan Jembatan *Overpass*

Jembatan *Overpass* direncanakan sesuai dengan batas yang diisyaratkan agar mencapai target keamanan dan aspek layan dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, ekonomi, dan estetika.

- a. Keadaan Batas Daya Layan
Keadaan ini diisyaratkan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan agar jembatan bekerja dengan baik selama umur yang direncanakan.
- b. Keadaan Batas Fatik dan Fraktur
Keadaan batas Fatik ini direncanakan dengan diisyaratkan dengan membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada siklus pembebanan. Sedangkan Keadaan batas Fraktur diisyaratkan dengan pemilihan material sesuai dengan spesifikasi.
- c. Keadaan Batas Kekuatan
Keadaan ini diisyaratkan dengan perencanaan untuk memastikan kekuatan dan ke stabilitas jembatan yang memadai, baik yang sifatnya lokal maupun global untuk memikul kombinasi pembebanan.
- d. Keadaan Batas Ekstrem
Keadaan batas ekstrem diperhitungkan dengan keadaan struktur dapat menahan apabila terjadi gempa besar.
- e. Kepentingan Operasional
Pemilik perkerjaan dapat menetapkan suatu elemen struktur pada jembatan menjadi prioritas utama pada pembangunan.

2.1.2.3 Pembebanan Pada Jembatan *Overpass*

Standar Pembebanan untuk jembatan *overpass*, SNI 1725-2016 digunakan sebagai syarat pembebanan dalam perencanaan struktur jembatan. Didalam perancangan jembatan *prategang girder* maupun *stiel girder* dapat dianalisis menggunakan SNI 1725-2016. Terdapat tiga jenis pembebanan yang sering digunakan dalam perancangan struktur antara lain beban mati, beban hidup, dan aksi lingkungan.

1. Beban Mati (*Dead Load*)

a. Berat Sendiri (*MS*)

Seluruh berat penampang dan komponen-komponen struktural yang ditahannya merupakan berat sendiri, didalamnya termasuk berat material, komponen struktural jembatan, serta komponen jembatan yang dianggap tetap. Nilai faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 2.2 berikut:

Tabel 2.2 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban(γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan	Biasa	Terkurangi	
Tetap	Baja	1	1,10	0,90
	Alumunium	1	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1	1,30	0,75
	Kayu	1	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725-2016

b. Berat mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan ialah seluruh beban non-struktural dan komponen-komponen jembatan yang dapat diganti sesuai dengan umur jembatan. tabel faktor beban berat mati tambahan ditunjukkan pada Tabel 2.3 Berikut:

Tabel 2.3 Faktor beban untuk berat mati tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban(γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Bahan	Biasa	Terkurangi	
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,90

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

Sumber: SNI 1725-2016

2. Beban Hidup (*Live Load*)

a. Beban Lajur “D” (*TD*)

Beban lajur “D” atau beban lalu lintas terbagi menjadi beban terbagi rata (*BTR*) dan beban garis terpusat (*BGT*). Untuk nilai faktor beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut:

Tabel 2.4 Faktor beban hidup untuk lajur “D”

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

Sumber: SNI 1725-2016

Beban terbagi rata (*BTR*) mempunyai intensitas Q Kpa dengan besaran Q tergantung pada Panjang total yang dibebani L yaitu ditunjukkan pada Persamaan 2.1 dan Persamaan 2.2 berikut:

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : 9,0 \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.1)$$

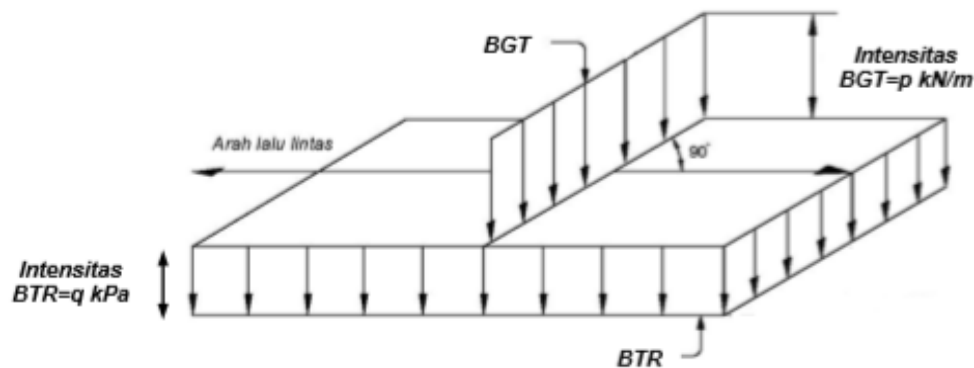
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.2)$$

Keterangan :

Q = intensitas beban terbagi rata (*BTR*) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Berikut ditunjukkan beban lajur “D” pada Gambar 2.2 berikut:



Gambar 2.2 Beban Lajur “D”

Sumber: SNI 1725-2016

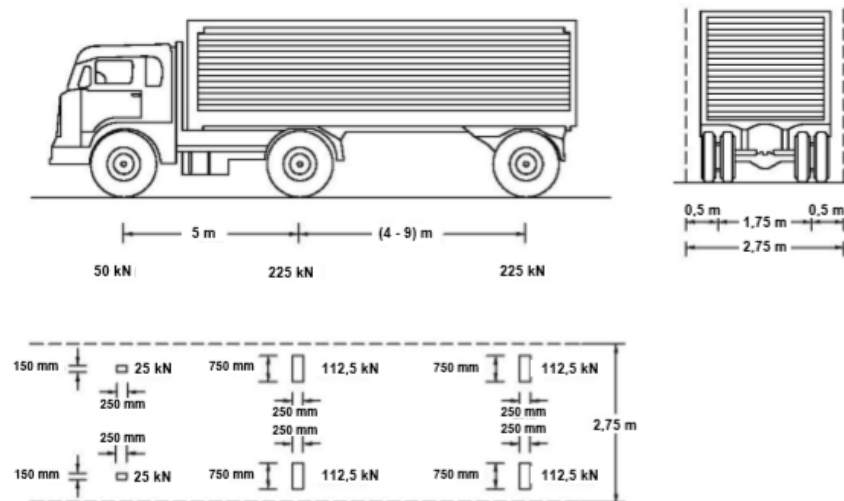
b. Beban Truk “T” (TT)

Beban truk “T” tidak bisa digunakan dengan beban “D”. Beban truk “T” bisa dipakai untuk analisa struktur lantai. Untuk nilai faktor beban truk “T” dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan visualisasi pembebanan Truk ditunjukkan pada Gambar 2.3 berikut:

Tabel 2.5 Faktor beban untuk beban truk “T”

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

Sumber: SNI 1725-2016



Gambar 2.3 Pembebanan Truk “T”

Sumber: SNI 1725-2016

Pembebanan truk “T” disusun berdasarkan truk semi-trailer yang memiliki konfigurasi pembebanan seperti pada Gambar 2.3. Beban yang bekerja pada gandar didistribusikan menjadi 2 beban merata, terletak bersinggungan antara lantai kendaraan dengan roda kendaraan. Posisi antar gandar dapat diubah bervariasi mulai dari jarak 4 m hingga 9 m guna memperoleh dampak terbesar pada arah memanjang jembatan.

c. Gaya Rem (TB)

Gaya rem “TB” yang digunakan adalah nilai paling besar dari:

- i. 25% dari berat gandar truk desain atau

- ii. 5% dari berat truk rencana ditambah dengan beban lajur terbagi rata “*BTR*”

Posisi rem diletakan pada seluruh lajur lalu lintas rencana yang dibebani dan terdapat arah lalu lintas yang sama atau searah. Letak gaya rem diasumsikan sebagai gaya yang bekerja secara horizontal pada setiap arah memanjang/longitudinal diatas permukaan jalan dengan jarak 1,8 meter.

d. Gaya Sentrifugal (*TR*)

Gaya sentrifugal “*TR*” adalah gaya yang tercipta dari efek guling akibat beban roda atau gaya radial, dampak gaya sentrifugal akibat beban hidup digunakan untuk hasil kali dari berat gandar truk rencana dengan faktor *C*, dengan faktor *C* dapat dilihat pada Persamaan 2.3 berikut:

$$C = f \left(\frac{V^2}{g \cdot R^l} \right) \dots \dots \dots (2.3)$$

Keterangan :

- V* : Kecepatan rencana jalan raya (m/detik)
f : faktor dengan nilai 4/3 untuk kombinasi beban selain keadaan batas fatik dan 1,0 untuk keadaan batas fatik
g : Percepatan gravitasi: 9,8 (m/det²)
R^l : jari-jari kelengkungan lajur lalu lintas (m)

3. Aksi Lingkungan

a. Beban Angin

Tekanan angin secara horizontal dapat diasumsikan oleh angin dengan kecepatan dasar (*V_B*) sebesar 90-126 km/jam sesuai dengan kecepatan rencana. Untuk jembatan dengan elevasi rencana lebih tinggi dari 10 m diatas *original ground Level (OGL)* atau Permukaan air, kecepatan angin rencana, harus dihitung dengan Persamaan 2.4 dengan Nilai *V_o* dan *V_z* ditunjukkan pada Tabel 2.6 berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \frac{Z}{Z_o} \dots \dots \dots (2.4)$$

Keterangan:

- V_{DZ}* = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, *Z* (km/jam)
V₁₀ = kecepatan angin pada elevasi diatas 10 m (km/jam)
V_B = kecepatan angin rencana 90-128 km/jam dengan elevasi 1 m

- Z = elevasi struktur dihitung dari dasar permukaan ($Z > 10$ m)
 V_0 = kecepatan gesekan angin (km/jam)
 Z_0 = panjang gesekan dihilu jembatan.

V_{10} dapat diperoleh dari

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang,
- Survei angin pada lokasi jembatan,
- Atau perencanaan dapat mengasumsi bahwa $V_{10} = V_B = 90-126$ km/jam

Tabel 2.6 Nilai V_0 dan V_z untuk berbagai variasi kondisi hulu

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

Sumber: SNI 1725-2016

Arah angin harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan dalam Pasal 9.6.3 (SNI 1725-2016). Jika terdapat data yang tidak lengkap, tekanan angin rencana bisa didapatkan dengan menggunakan Persamaan 2.5 dengan tekanan angin dasar ditunjukkan pada Tabel 2.7 berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots\dots\dots(2.5)$$

Keterangan:

P_D = Tekanan angin rencana (MPa)

P_B = Tekanan angin dasar (MPa)

V_{DZ} = Kecepatan rencana pada elevasi rencana (km/jam)

V_B = Kecepatan angin dasar (km/jam)

Tabel 2.7 Tekanan angin dasar

Komponen Bangunan Utama	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber : SNI 1725-2016

Gaya beban angin total yang dipakai haruslah lebih dari 4,4 kN/mm pada daerah tekan dan 2,2 kN/mm pada daerah hisap pada sistem struktur rangka dan pelengkung, dan menerima 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

Apabila beban angin pada struktur atas yang bekerja tidak tegak lurus terhadap struktur, sehingga timbullah bermacam sudut serang. Untuk nilai besaran tekanan angin dasar dengan berbagai macam sudut serang angin dapat dilihat pada tabel dibawa serta tekanan angin harus diposisikan pada titik berat dari luasan yang diterjang beban angin. Arah sudut serang diposisikan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Pada elemen jembatan yang direncanakan digunakan nilai pengaruh yang terburuk akibat arah angin dan tekanan angin haruslah diaplikasikan secara bersamaan baik arah memanjang maupun arah melintang. Dengan tekanan angin dasar ditunjukkan pada Tabel 2.8 berikut:

Tabel 2.8 Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang

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

Sumber : SNI 1725-2016

Gaya angin pada kendaraan (EW_I), gaya yang disebabkan tekanan angin pada kendaraan haruslah mampu ditahan jembatan yang direncanakan, dengan tekanan angin ini dianggap menjadi tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, dan bekerja secara tegak lurus terhadap permukaan jalan dengan jarak 1,8 m. Kecuali apabila sudut serang tekanan angin tidak tegak lurus terhadap permukaan, maka elemen yang bereaksi secara tegak lurus ataupun secara paralel untuk beragam sudut serang bisa digunakan seperti yang ditentukan dalam tabel dibawah dengan arah permukaan kendaraan tegak lurus terhadap arah sudut serang. Yang komponen beban angin bekerja pada kendaraan ditunjukkan pada Tabel 2.9 Berikut:

Tabel 2.9 Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

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

Sumber : SNI 1725-2016

Beban garis memanjang pada jembatan akibat tekanan angin vertikal yang menggambarkan gaya vertikal angin ke atas dengan besaran $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan, serta parapet dan trotoar harus mampu dipikul oleh jembatan.

b. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang terjadi akibat pergerakan lempengan tanah karena gempa bumi sehingga akan menimbulkan getaran pada struktur bangunan.

a) Menentukan kelas situs

Kelas situs merupakan kualifikasi jenis tanah dilokasi rencana jembatan yang ditentukan berdasarkan kondisi lapisan tanah setebal 30 m yang didasarkan korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium. Kualifikasi kelas situ dapat dilihat pada Tabel 2.10 berikut:

Tabel 2.10 Kelas situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah sangat padat dan batuan lunak	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E. Tanah lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$

Sumber: SNI 1725-2016

Kecepatan Rata-rata gelombang geser (\bar{v}_s)

Nilai kecepatan rata-rata gelombang geser dihitung menggunakan Persamaan 2.6 berikut:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{v_{si}}} \dots\dots\dots(2.6)$$

dengan:

\bar{v}_s merupakan rata-rata gelombang geser, v_{si} adalah kecepatan gelombang geser lapisan (m/det), d_i adalah tebal tiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 m, $\sum d_i = 30$ m

Tahanan Penetrasi Standard lapangan rata-rata (\bar{N}) untuk tanah non-kohesif, kohesif dan lapisan batuan

nilai \bar{N} dihitung menggunakan persamaan 2.7 berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots(2.7)$$

dengan:

\bar{N} adalah tahanan penetrasi standart rata-rata dalam lapisan 30 m paling atas, N_i adalah tahanan penetrasi, d_i adalah tebal tiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 m, $\sum d_i = 30$ m

Kuat geser rata-rata (\bar{s}_u)

Nilai \bar{s}_u dihitung menggunakan Persamaan 2.8 berikut:

$$\bar{s}_u = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{s_u}} \dots\dots\dots(2.8)$$

Dengan ketentuan pada Persamaan 2.9

$$\sum d_i = d_c \dots\dots\dots(2.9)$$

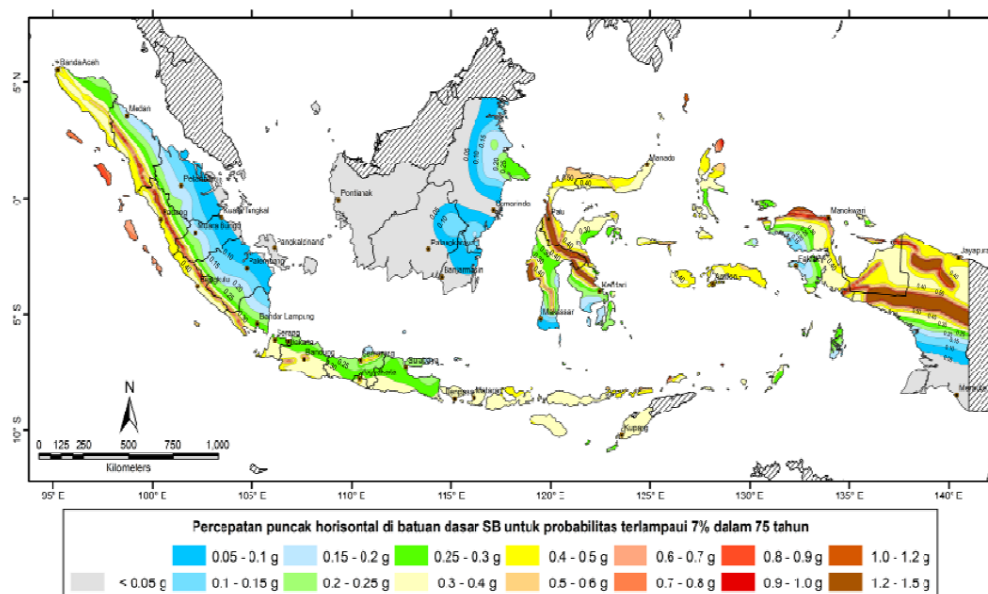
dengan:

s_u adalah kuat geser niralir, nilai < 250 kPa, d_c adalah tebal total lapisan tanah kohesif didalam lapisan 30 m paling atas. d_i adalah tebal tiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 m

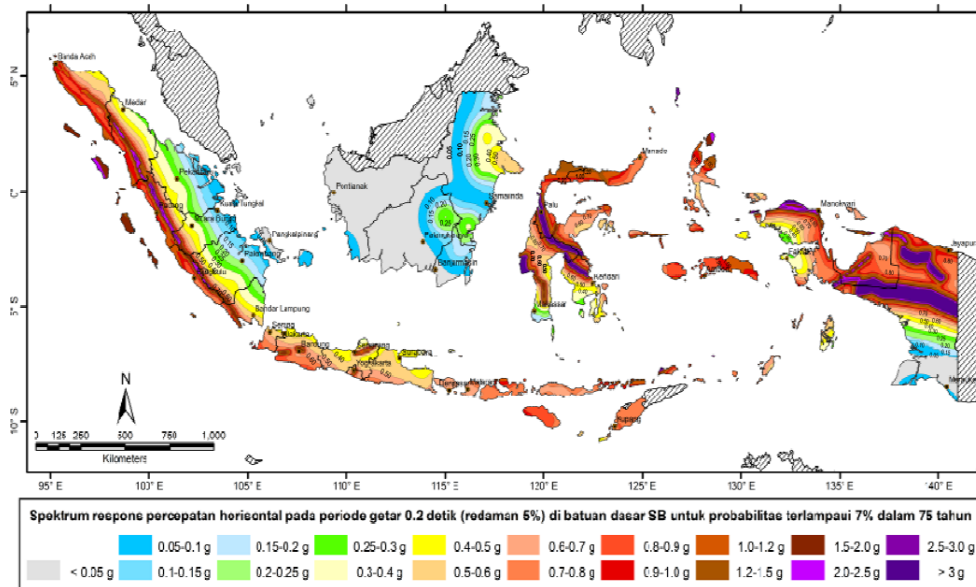
Jika sifat tanah tidak bisa ditentukan kelas situsnya atau tidak terdeteksi secara jelas dan pemerintah setempat tidak memiliki data geoteknik pada lokasi yang ditinjau, maka dapat digunakan nilai kelas SE (tanah lunak)

b) Menentukan PGA , S_s , dan S_l

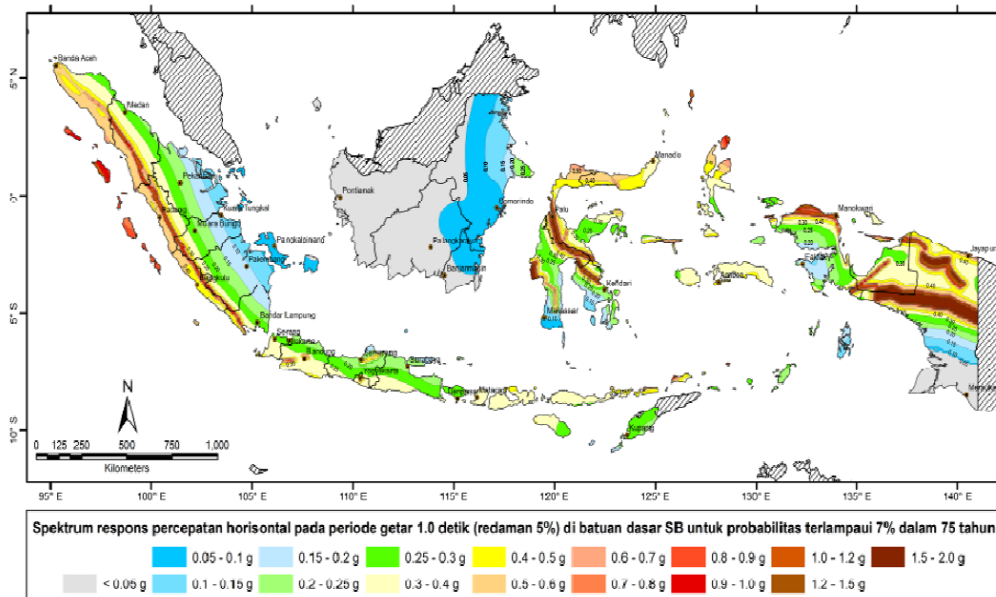
Lokasi Indonesia merupakan wilayah yang dilalui *ring of fire*, daerah yang rawan akan gempa akibat bergeseran lempengan tanah, Peraturan mengenai beban gempa pada struktur Gedung maupun non-gedung diatur pada SNI 1726-2019. Adapun peta penyebaran wilayah gempa yang ditinjau menurut percepatan *respons spectra* gempa menurut periodenya ditunjukkan pada Gambar 2.4 yang merupakan peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun, Gambar 2.5 adalah Peta (S_s) peta *respons spectra* percepatan 0,2 detik pada batuan dasar untuk probabilitas terlampaui dalam 75 tahun dan yang terakhir Gambar 2.6 adalah peta (S_l) peta *respons spectra* percepatan 1,0 detik pada batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun, yang ditunjukkan berikut:



Gambar 2.4 Peta PGA
Sumber : SNI 2833-2016

Gambar 2.5 Peta *respon spectra* gempa S_s

Sumber : SNI 2833-2016

Gambar 2.6 Peta *respon spectra* gempa S_1

Sumber : SNI 2833-2016

c) Penentuan faktor situs

Faktor situs merupakan faktor amplifikasi percepatan puncak di batuan dasar PGA dan faktor amplifikasi respons spectra percepatan 0,2 dan 1,0 detik di batuan dasar untuk menentukan *respon spectra* di permukaan tanah. Faktor amplifikasi ini terdiri dari faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili periode getaran 0,2 detik F_a dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang

mewakili periode 1,0 detik F_v . Tabel faktor amplifikasi ditunjukkan pada Tabel 2.11 dan Tabel 2.12 berikut:

Tabel 2.11 MCE_R terpetakan pada periode pendek $T=0,2$ det. S_s

Kelas Situs	MCE_R terpetakan pada periode pendek $T=0,2$ det. S_s			
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s \geq 1,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9

Sumber : SNI 2833 : 2016

Tabel 2.12 MCE_R terpetakan pada periode pendek $T=1,0$ det. F_v

Kelas Situs	MCE_R terpetakan pada periode pendek $T=1,0$ det. S_I			
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	2,8	2,4	2,4

Sumber : SNI 2833:2016

d) Parameter *respon spectral* percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MI})

Nilai S_{MS} dan S_{MI} dihitung menggunakan Persamaan 2.10 dan Persamaan 2.11 berikut:

$$s_{ms} = F_a S_s \dots\dots\dots(2.10)$$

$$s_{m1} = F_v S_1 \dots\dots\dots(2.11)$$

dengan:

S_S adalah parameter respon percepatan gempa, terpetakan periode pendek, S_I adalah parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan periode 1 detik, F_a adalah koefisien situs untuk periode pendek, F_v koefisien situs untuk periode 1 detik.

e) Parameter percepatan *spectral desain* pada periode (S_{DS}) dan Periode 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{DS} dan S_{D1} dihitung menggunakan Persamaan 2.12 dan Persamaan 2.13 berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots(2.12)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots(2.13)$$

f) Pembuatan kurva *respon spectra rencana* (S_a)

Untuk periode yang $< T_0$, S_a menggunakan Persamaan 2.14 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2.14)$$

Untuk periode $\geq T_0$ dan $\leq T_s$ menggunakan Persamaan 2.15 berikut:

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots(2.15)$$

Untuk periode $> T_s$ tetapi $\leq TL$, S_a menggunakan persamaan 2.16 berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.16)$$

Untuk Periode $> TL$, menggunakan Persamaan 2.17 berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots\dots\dots(2.17)$$

dengan:

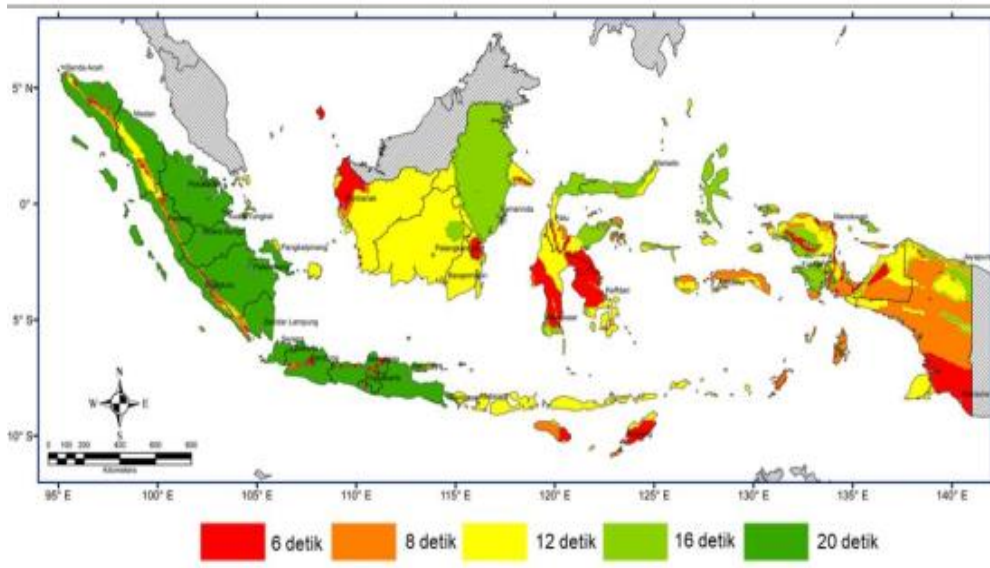
T adalah periode getar fundamental struktur ditunjukkan pada Persamaan 2.18 dan Persamaan 2.19 berikut:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.18)$$

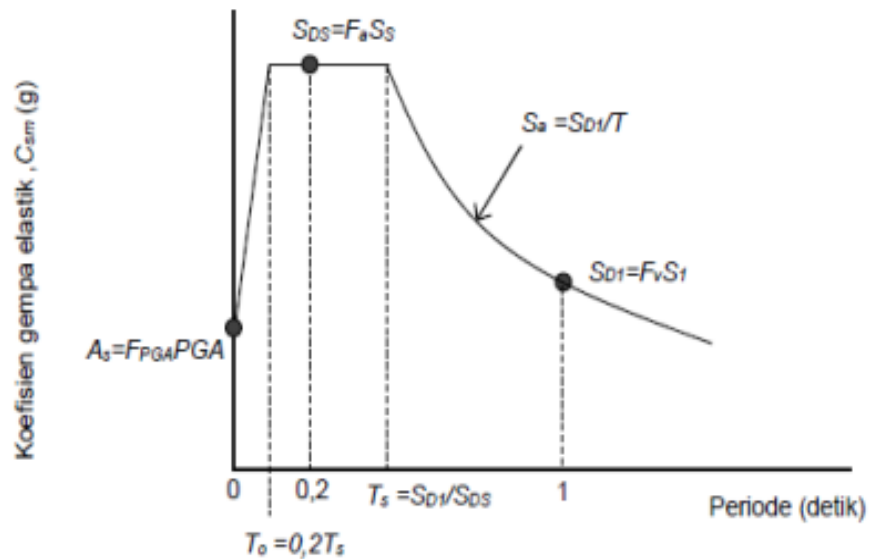
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.19)$$

S_{DS} dan S_{D1} adalah parameter percepatan *respon spectral* pada periode pendek dan periode 1 detik, S_a adalah spectrum respon desain.

TL adalah peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.7 dan *spectrum respon* gempa ditunjukkan pada Gambar 2.8 berikut:



Gambar 2.7 Peta Transisi Panjang (*TL*) wilayah Indonesia
 Sumber : SNI 2833: 2016



Gambar 2.8 Bentuk tipikal respon spectra di permukaan tanah
 Sumber : SNI 2833:2016

g) Beban Gempa

Beban gempa direncanakan guna desain yang digunakan mengurangi kerusakan pada saat terjadi gempa. Beban rencana gempa yang bekerja secara horizontal dapat ditentukan dengan Persamaan 2.20 berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots \dots \dots (2.20)$$

Keterangan:

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

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

Untuk memperoleh nilai koefisien respon elastik (C_{sm}) perlu mengetahui periode ulang gempa rencana dan kelas zona wilayah gempa yang disesuaikan terhadap peta percepatan batuan dasar dan *spektra* percepatan. Besaran nilai koefisien percepatan diperoleh dari peta gempa yang telah dikalikan dengan nilai faktor pembesaran yang sesuai pada kedalaman tanah sampai 30 m ke bawah struktur jembatan.

2.1.2.4 Kombinasi pembebanan pada jembatan

Beban permanen dan beban *transien* diperlukan pada perhitungan perancangan jembatan:

Beban Permanen:

MS = Beban mati komponen *structural* dan *non structural* (kN/m²)

MA = Beban mati perkerasan dan utilitas (kN/m²)

TA = Gaya horizontal akibat tekanan tanah (kN/m²)

PL = gaya-gaya yang terjadi pada struktur akibat oleh proses pelaksanaan (kN/m²)

PR = *Prategang* (kN/m²)

Beban *Transien*

SH = gaya akibat susut/rangkak (kN)

TB = gaya akibat rem (kN)

TR = gaya sentrifugal (kN)

TC = gaya akibat tumpukan kendaraan (kN)

TV = gaya akibat tumpukan kapal (kN)

EQ = gaya gempa (kN)

BF = gaya friksi (kN)

TD = beban lajur “D” (kN)

TT = beban truk “T” (kN)

TP = beban pejalan kaki (kN)

SE = beban akibat penurunan (kN)

ET = gaya akibat *temperature gradien* (MPa)

EF = gaya apung (kN/m)

EW_S = beban angin pada struktur (kN/m)

EW_L = beban angin pada kendaraan (kN/m)

EU = beban arus hanyutan (kN/m)

Kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 2.13 berikut:

Tabel 2.13 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	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,40	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik(TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber : SNI 1725-2016

Catatan :

- γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH}

- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

2.1.2.5 Penentuan Lebar, Kelas dan Muatan Jembatan Overpass

Penentuan lebar jembatan pada jembatan diperlukan dikarenakan pada jembatan diperlukan lebar minimum yang akan digunakan agar saat jembatan dibangun tidak ada gangguan pada jembatan beroperasi. Penentuan lebar jembatan dikategorikan menurut Lalu Lintas Harian Rata-rata (LHR) yang ditunjukkan pada Tabel 2.14 berikut:

Tabel 2.14 Lebar Jembatan

<i>LHR</i>	Lebar Jembatan (m)	Jumlah Lajur
$LHR < 2.000$	3,5 -4,5	1
$2.000 < LHR < 3.000$	4,5-6,0	2
$3.000 < LHR < 8.000$	6,0-7,0	2
$8.000 < LHR < 20.000$	7,0-14,0	4
$LHR > 20.000$	>14,0	>4

Sumber: Bina Marga, 2016

Selanjutnya berdasarkan pembagian lebar lalu lintas dibagi menjadi 3 kelas jalan yaitu sebagai berikut:

- a) Kelas A : 1,0 m (Trotoar)+ 7,0 m(Lajur)+ 1,0m(Trotoar)
- b) Kelas B : 0,5 m (Trotoar)+ 6,0 m(Lajur)+ 0,5m(Trotoar)
- c) Kelas C : 0,5 m (Trotoar)+ 3,5 m(Lajur)+ 0,5m(Trotoar)

Berdasarkan kelas jalan di atas akan digunakan pembebanan yang akan digunakan pada perhitungan yang dibagi menjadi 2 seperti berikut:

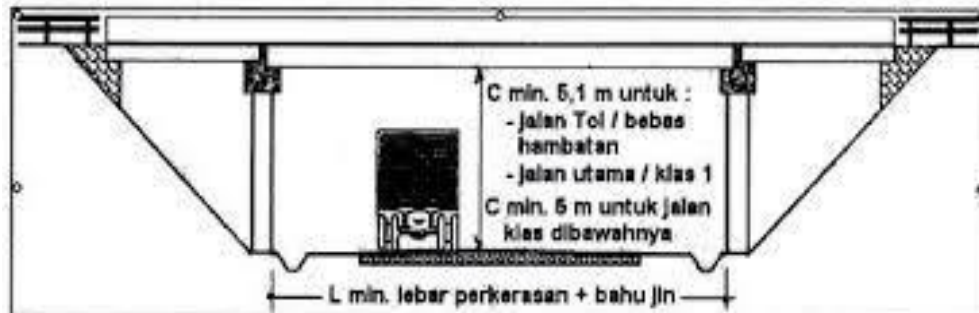
- a) Pembebanan 100% digunakan untuk semua jalan nasional dan provinsi
- b) Pembebanan 70% digunakan untuk jalan kabupaten dan daerah transmigrasi

2.1.3 Konsep Dasar Perancangan *Overpass*

Perancangan pada jembatan khususnya pada *overpass* adalah salah satu hal yang perlu diperhatikan pada perancangan struktur jembatan yang ada di ruas jalan tol. Jembatan *overpass* merupakan struktur jembatan yang memotong pada *trase* utama jalan tol sehingga diperlukan beberapa hal yang perlu diperhatikan apabila dibandingkan dengan perancangan jembatan pada umumnya.

Pada *overpass* didesain seminimal mungkin dengan memperhatikan jumlah kendaraan yang biasanya akan melawati *overpass* tersebut. Lebar lalu lintas pada *overpass* tergantung pada fungsi jalan penyeberangan, untuk penyeberangan jalan lokal atau desa bisa menggunakan Lebar lalu-lintas kelas B dengan 0,5 trotoar ditambah 6 m lebar lajur, dan apabila digunakan lebih banyak kendaraan seperti jalan provinsi, nasional atau diatasnya dapat menggunakan Lebar lalu lintas lebih Kelas A dengan lebar lalu lintas > 7 meter.

Perancangan tinggi *clearance* pada jembatan *overpass* dapat dilihat pada Gambar 2.9 berikut:



Gambar 2.9 Kriteria *Clearance* jembatan overpass

Clearance overpass ditentukan tidak boleh lebih rendah dari 5,1 m dihitung dari perkerasan jalan tol dengan elevasi paling tinggi dengan Gelagar paling rendah. Hal ini diharapkan agar tidak ada kendaraan yang terganggu oleh adanya jembatan *overpass*.

Untuk meminimal bentang yang digunakan perancangan *overpass* dibuat dengan *skew*. *Skew* dibuat dikarenakan telah dibuatnya *alignment overpass* yang sesuai dengan *row* jalan tol sehingga tidak bisa diubah tanpa persetujuan tanpa alasan yang jelas. *Skew* bisa terjadi karena *alignment overpass* dengan *alignment* jalan tol tidak pada kondisi yang tegak lurus.

2.2 Jembatan

2.2.1 Teori Umum Jembatan

Jembatan merupakan sebuah struktur bangunan yang menghubungkan jalan melalui beberapa halangan. Yang dimaksud halangan bisa berupa sungai ,daerah yang curam (jurang), saluran drainase, rel kereta api, rawa, danau, laut, ruas jalan tidak sejajar dan yang lainnya. Perancangan jembatan tersusun berdasarkan 2 bagian, Struktur atas yang disebut juga Super Struktur dan Struktur bawah yang disebut Sub-Struktur.

Superstruktur merupakan bagian atas jembatan yang berfungsi menerima langsung beban dari kendaraan atau manusia yang melewatinya, Super struktur terdiri dari pelat lantai kendaraan, trotoar, tiang sandaran, diafragma, dan gelagar. Sedangkan *substruktur* adalah struktur bangunan pada jembatan yang meneruskan beban dari super struktur kepada tanah sehingga bangunan dapat berdiri, *substruktur* pada jembatan antara lain adalah abutment dan pilar.

2.2.2 Prinsip Desain *Overpass*

Seperti telah dijelaskan pada Konsep Dasar Perancangan Jembatan. Desain *overpass* ada beberapa macam, mulai dari desain pada bagian super struktur maupun *substruktur*.

Prinsip *desain overpass* berbeda dengan jembatan biasa yang memiliki *crossing* sungai. Sehingga prinsip desain yang digunakan juga akan berbeda dibandingkan jembatan pada umumnya. Perbedaan tersebut adalah sebagai ditunjukkan pada Tabel 2.14 berikut:

Tabel 2.15 Perbedaan jembatan *overpass* dengan jembatan *crossing* sungai

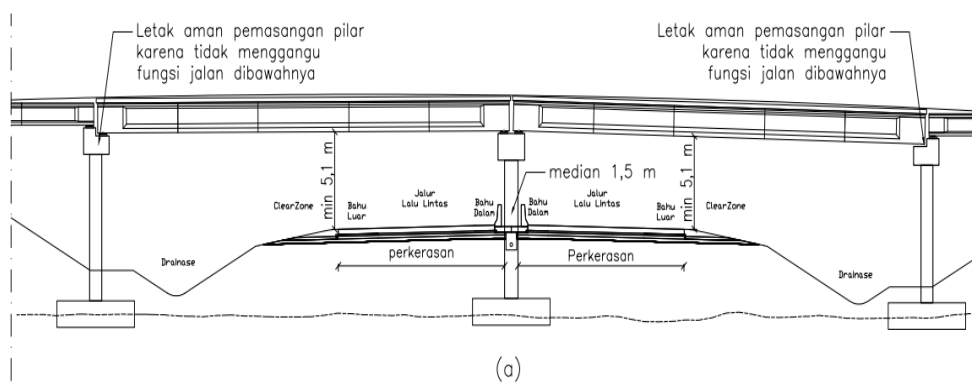
Jembatan <i>Overpass</i>	Jembatan (<i>Crossing</i> sungai)
Jembatan <i>Overpass</i> memiliki <i>crossing</i> dengan jalan dibawahnya. sehingga diatur ketinggian <i>clearance</i> minimal 5,1 dari perkerasan jalan dibawahnya. visualisasi ditunjukkan pada Gambar 2.10 (a)	Jembatan <i>Crossing</i> sungai ketinggian <i>clearance</i> diatur sesuai dengan MAB memiliki <i>clearance</i> paling minimal 0,5 untuk jembatan dengan kemungkinan dilintasi kendaraan air yang mungkin melintas <i>clearance</i> minimal 15 m. sedangkan jembatan sungai dengan kemungkinan akan ada hanyutan diatur minimal 2,5 m. visualisasi ditunjukkan pada Gambar 2.10 (b)
Lebar jembatan <i>overpass</i> disesuaikan dengan lebar perkerasan jalan dibawahnya ditambah dengan bahu jalan yang akan digunakan serta semua fungsi jalan yang akan digunakan pada kanan dan kiri jalan. Apabila perancangan di jalan tol, dapat menggunakan 2 bentang utama dengan menaruh pilar pada median apabila disediakan atau menggunakan 1 bentang yang Panjang utama apabila tidak disediakan tempat menempatkan pilar. Visualisasi ditunjukkan pada Gambar 2.10 (a)	Lebar jembatan <i>crossing</i> sungai ditentukan dengan 2-3 kali Panjang kapal rencana atau 2 kali lebih besar dari lebar <i>channel</i> kapal sehingga apabila terjadi masalah dengan kapal, kapal tidak akan menabrak abutment atau Pilar yang didirikan di sungai. Visualisasi ditunjukkan pada Gambar 2.10 (b)

Dilanjutkan...!

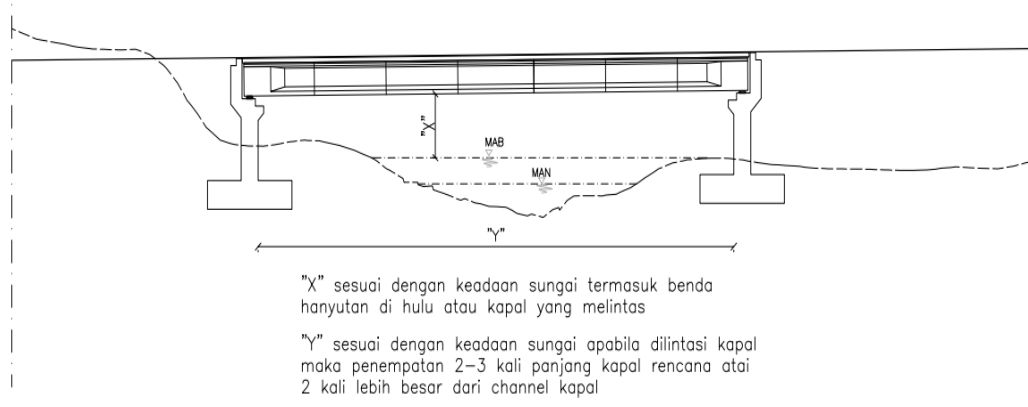
Tabel 2.15 Perbandingan jembatan *overpass* dengan jembatan *crossing* sungai
(lanjutan)

Jembatan <i>overpass</i>	Jembatan (<i>Crossing</i> sungai)
Pembentangan <i>layout</i> pada Jembatan <i>overpass</i> diatur sesuai dengan <i>alignment</i> yang disetujui, salah satu faktor penentuan akan diadakan survey tempat yang akan mengganggu pergerakan masyarakat sesuai dengan kebutuhan lalu lintas. biasanya akan berbentuk atas skew <i>layout</i> karena mengambil jarak terpendek. Visualisasi ditunjukkan pada Gambar 2.11 (a)	Pembantangan pada Jembatan <i>crossing</i> sungai diusahakan berdiri di <i>square layout</i> namun dengan catatan jembatan diletakan pada aluran air yang tidak deras dan tidak berada pada daerah yang memungkinkan akan banyak terjadi sedimentasi. Visualisasi ditunjukkan pada Gambar 11 (b)
Pemilihan tipe struktur atas pada <i>overpass</i> direncanakan agar tidak boros, mampu menahan beban rencana dan mudah dalam pemasangan. Struktur atas jembatan <i>overpass</i> akan dipilih <i>girder</i> PCI, PCU untuk bentang rencana 25-40 m atau baja komposit dengan bentang rencana 8-20 m	Pemilihan tipe struktur atas pada jembatan <i>crossing</i> sungai untuk bentang 40-200 m akan menggunakan tipe rangka baja 200-500 <i>cabre stayed</i> , dan jembatan gantung apabila memiliki bentang yang lebih Panjang dari yang disebutkan. Dan untuk bentang yang lebih kecil dari yang disebutkan dapat menggunakan tipe yang sama dengan <i>overpass</i> .
Pemilihan tipe struktur pilar pada jembatan <i>overpass</i> dipilih berbentuk persegi dikarenakan mudah dalam pemasangan.	Pemilihan tipe struktur pilar pada jembatan <i>crossing</i> sungai dipilih berbentuk lingkaran atau oval dengan pemasangan sesuai dengan aliran sungai, hal ini ditujukan agar tidak mengganggu aliran sungai.

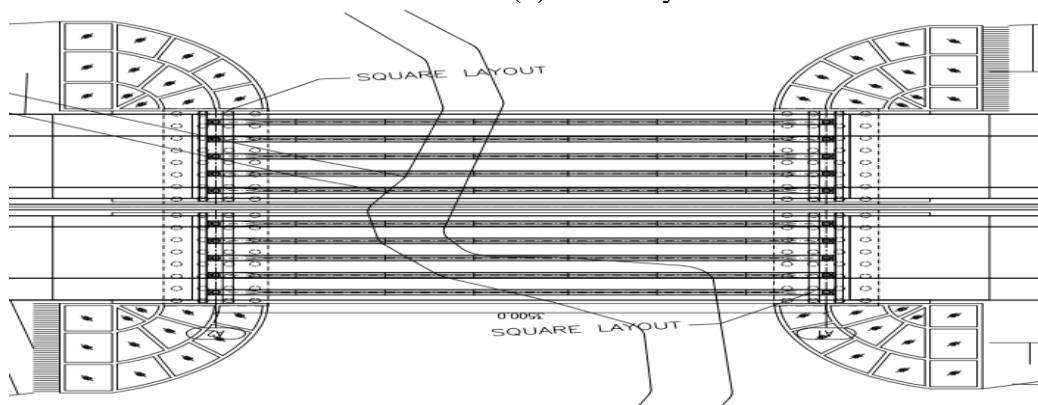
Untuk memperjelas Perbandingan pada Tabel 2.15 ditunjukkan gambar penampang jembatan *overpass* dan jembatan sungai



Gambar 2.10 (a) Gambar penampang jembatan *overpass*



(b)

Gambar 2.10 (b) Gambar penampang jembatan *crossing* SungaiGambar 2.11 (a) *Skew Layout*Gambar 2.11 (b) *Square Layout*

Setelah disebutkan diatas diketahui perlu banyak hal yang digunakan sebagai prinsip desain *overpass*. sehingga diperlukan perancangan lebih cermat saat merancang jembatan *overpass*.

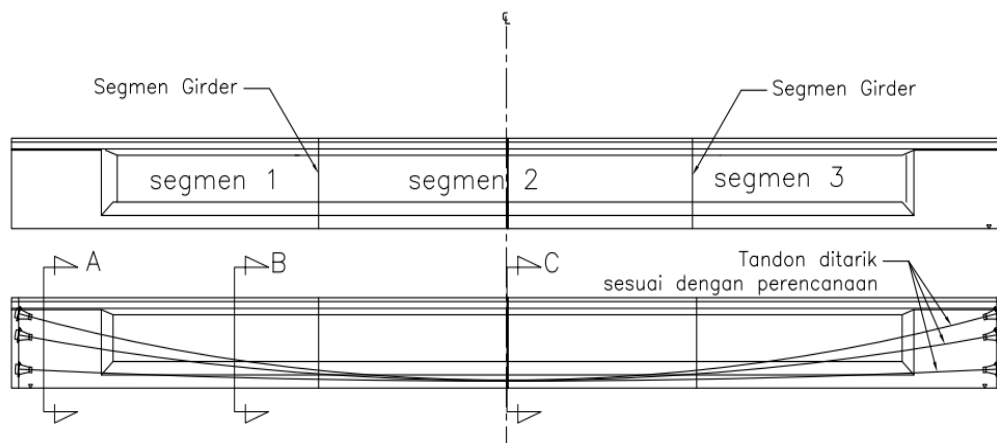
2.3 Material Konstruksi *Overpass*

Material konstruksi jembatan merupakan bahan-bahan penyusun yang digunakan untuk membuat jembatan, mulai dari material umum seperti agregat kasar, agregat halus, dan air. Hingga material yang lebih jarang digunakan seperti beton prategang, baja komposit.

2.3.1 Beton prategang

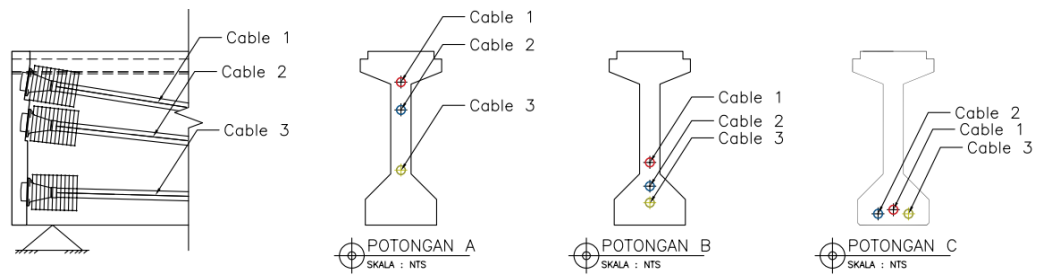
Beton prategang atau Beton prategang adalah salah satu jenis beton yang memiliki penarik pada tulangan bajanya. Penarikan ini bertujuan untuk mendapatkan kesetimbangan pada tegangan dalam (Tarik pada baja dan tekan pada beton) yang menyebabkan beton memiliki ketahanan yang lebih untuk menahan beban luar. Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban luar.

Beton prategang *segmental* merupakan penggabungan segmen – segmen yang telah dicetak sesuai perencanaan yang didalamnya terdapat *cable* yang berguna sebagai penarik *girder* prategang tersebut. Untuk mempermudah *segmental girder* ditunjukkan pada Gambar 2.12 berikut:



Gambar 2.12 Segmental *girder* dan potongan *girder* PCI segmental

Pada Gambar 2.12 ditunjukkan gambar tandon berupa kabel yang akan ditarik didalam *girder* dan potongan perletakan kabel ditunjukkan pada Gambar 2.13 berikut:



Gambar 2.13 Penampang perletakan kabel didalam girder

2.3.1.1 Konsep prategang

Perbedaan yang mencolok antara beton bertulang dengan beton prategang adalah jika beton bertulang dibuat dengan cara Menyusun tulangan baja dan beton kedalam suatu *bekisting* hingga kedua bahan utama tersebut terkombinasi sesuai dengan kemampuan yang diinginkan. Sedangkan, pada beton prategang kombinasi antara beton dan tulangan baja berkekuatan tinggi dan mutu tinggi dengan bantuan cara yang “aktif” dari luar.

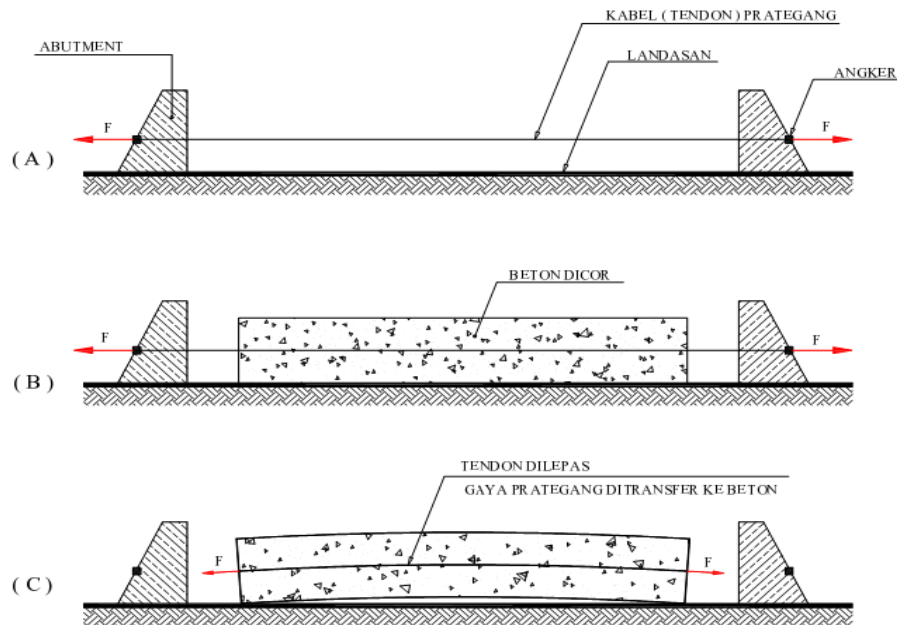
Cara “aktif” yang dimaksud adalah dengan cara menarik baja dan menahan beton hingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Hal ini dapat terjadi karena baja adalah material yang terkenal akan ketahanannya dan liat, hal ini menyebabkan baja dapat bekerja dengan memberikan kekuatan tarikan tinggi pada beton prategang. Berbanding terbalik dengan baja, beton merupakan material yang terkenal dengan bahan yang getas dan kemampuan menahan Tarik diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuan menahan tekanannya tidak dikurangi.

2.3.1.2 Prinsip Dan Cara Kerja Beton Prategang

Pemberian tegangan pada beton prategang di bagi menjadi 2 prinsip yang berbeda, Yaitu:

1. *Pre-Tensioning* (Pra Tarik)

Pada metode ini, berprinsip pada sebelum beton dicor baja prategang akan diberikan gaya tegangan terlebih dahulu sesuai keinginan. Prinsip lebih lanjut akan dapat dilihat pada Gambar 2.14 berikut:



Gambar 2.14 Metode *Pre-Tension*

Sumber : Nawy, 2001

Tahapan-tahapan *Pre-Tension*

- (A) Kabel (Tendon) prategang ditarik untuk memberikan gaya prategang yang kemudian kabel (Tendon) akan diangker dengan memasang pada suatu bangunan (abutmen) Tetap.
- (B) Beton yang sesuai dengan spesifikasi di cor pada cetakan yang disediakan hingga menutupi tendon yang sebelumnya telah diberi gaya prategang.
- (C) Setelah beton mengering dan memiliki umur yang cukup kabel (Tendon) yang sebelumnya masih terpasang akan dipotong hingga menyisakan kabel (Tendon) yang melekat pada Beton prategang, sehingga gaya prategang akan seluruhnya ditransfer ke beton.

2. *Post-Tensioning* (Pasca Tarik)

Berbanding terbalik dengan metode *pre-tensioning* pada metode ini beton akan dicor terlebih dahulu, namun sebelumnya akan disediakan lubang saluran kabel (Tendon) yang disebut dengan *duct*.

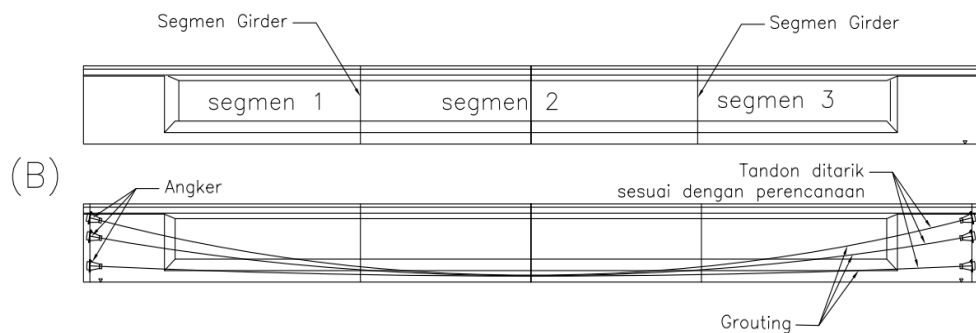
Metode *post tension* adalah metode yang lebih banyak digunakan pada perancangan jembatan untuk masa sekarang dan juga digunakan pada penelitian ini. Yang tahapan-tahapan akan dijelaskan pada Gambar 2.15 berikut:



Gambar 2.15 (A) Pencetakan Segmen *Girder*

Sumber : Nawy, 2001

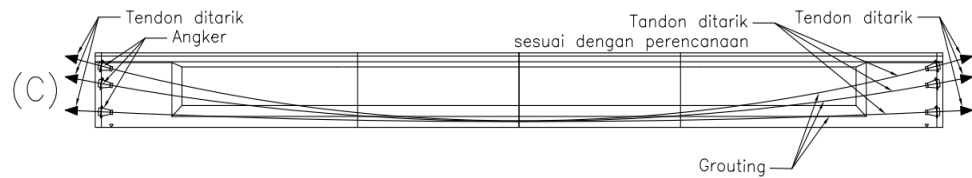
- (A) Dengan cetakan yang telah disediakan bersamaan dengan penyediaan lubang kabel (Tendon) yang disiapkan melengkung sesuai dengan bidang momen balok, beton akan dicor.



Gambar 2.15 (B) Penggabungan segmental *girder* dan Pemberian Tendon

Sumber : Nawy, 2001

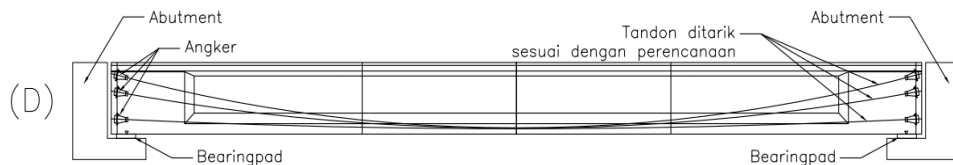
- (B) Setelah beton cukup umur dan mampu menahan gaya prategang kabel (Tendon) akan dipandang dalam lubang kabel (Tendon) yang sebelumnya sudah disediakan kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya ini dilakukan dengan cara mengangker salah satu ujung, dan ujung yang lainnya akan ditarik sesuai dengan gaya prategang yang direncanakan. Namun terkadang terdapat yang melakukan dengan kedua ujung ditarik sebelum mengangker kedua ujungnya bersamaan. Setelah diangkur saluran *grouting* melalui lubang yang disediakan.



Gambar 2.15 (C) Penarikan Kabel Tendon

Sumber : Nawy, 2001

- (C) Setelah diangkur, balok beton akan sepenuhnya memberi tekanan gaya prategang. Karena pada tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata ke balok yang arahnya ke atas, akibatnya balok melengkung ke atas.



Gambar 2.15 (D) Penarikan Kabel Tendon

Sumber : Nawy, 2001

- (D) Setelah antar segmen *girder* sesuai dan penarikan tendon telah sesuai maka sisa tendon yang keluar akan dipotong dan *girder* segmental akan diangkat menggunakan alat berat untuk didudukkan pada kepala abutment atau Pilar.

2.3.2 Baja Komposit

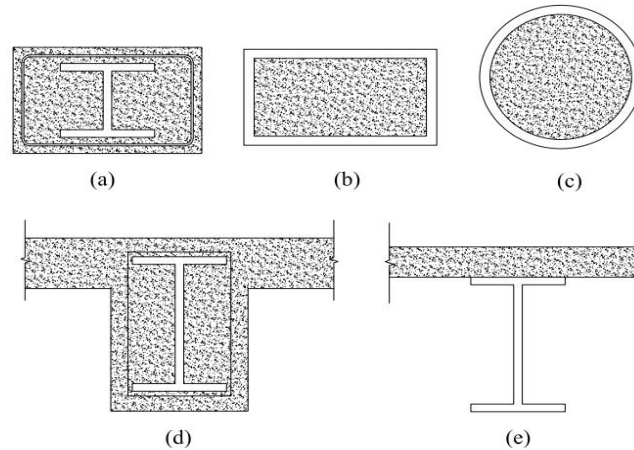
Konstruksi Komposit merupakan sebuah konstruksi yang materialnya terdiri dari perpaduan dua jenis material yang tidak sama atau berbeda sifatnya (Thamrin, 2012). Kedua jenis material tersebut digabungkan sedemikian rupa supaya bisa bekerja sama dalam memikul beban (Azpaliza dkk, 2018).

Komposit baja dengan beton memiliki dasar sifat dan karakteristik pada beton dengan beton memiliki keunggulan kemampuan pada saat menerima beban tekan dan berperilaku kurang menguntungkan untuk menerima beban Tarik. Sebaliknya pada baja memiliki kemampuan yang menguntungkan untuk menerima beban Tarik sedangkan untuk menerima beban tekan perlu diwaspadai karena ada bahaya tekuk pada baja.

Pada umumnya Struktur komposit berupa sebagai berikut:

1. Kolom baja terbungkus beton (Gambar 2.16, a)
2. Kolom baja berisi beton (Gambar 2.16, b)

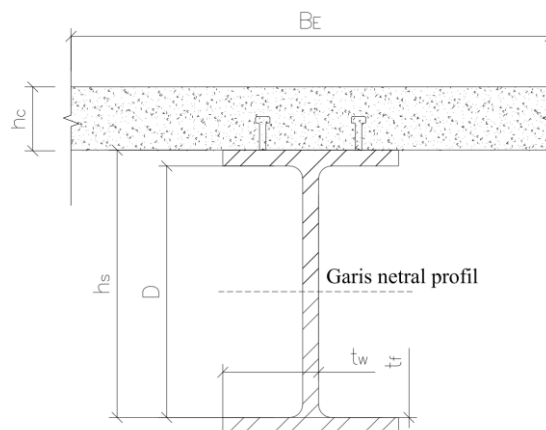
3. Tiang Pancang (Gambar 2.16, c)
4. Balok baja terbungkus beton (Gambar 2.16, d)
5. Balok baja yang menahan slab beton (Gambar 2.16, e)



Gambar 2.16 Macam-macam kegunaan baja komposit

Metode LRFD (*Load and resistance Factor Design*) adalah spesifikasi yang dikeluarkan oleh amerika dan menjadi acuan dalam penyusunan SNI 03-1729-2002 untuk desain konstruksi baja, berdasarkan ketahanan metode plastis (*Ultimate*)

Struktur yang menyerupai penjelasan pada Gambar 2.16 diatas, (Gambar 2.16 e) biasanya ditemukan pada konstruksi jembatan, yaitu penggabungan antara baja yang digunakan sebagai gelagar jembatan dan beton yang digunakan sebagai plat lantai kendaraan. Perancangan baja komposit diperlihatkan pada Gambar 2.7 sebagai berikut:



Gambar 2.17 Penampang Baja Komposit
Sumber : Setiawan, 2008

2.3.3 Karakteristik Properti Material

Karakteristik properti material adalah sifat yang dimiliki suatu material yang mempengaruhi kekuatan mekanik ketika diberikan perlakuan mekanik pada material tersebut.

2.3.3.1 Sifat dan Karakteristik material beton Untuk Jembatan

1. Kekuatan nominal

- a) Kuat tekan beton uji silinder tidak boleh < 20 MPa. Kecuali pada struktur beton yang tidak memerlukan persyaratan kekuatan.
- b) Kuat tarik langsung " f_{ci} " dapat diambil dengan ketentuan,
 - i. $0,33 \sqrt{f_c'}$ MPa pada umur 28 hari dengan perawatan standar.
 - ii. Dihitung dengan probabilitas statistik pengujian
- c) Kuat tarik lentur " f_{cl} " dapat diambil dengan ketentuan sebesar
 - i. $0,60 \sqrt{f_c'}$ MPa pada umur 28 hari, dengan perawatan standar
 - ii. Dihitung probabilitas dari hasil pengujian

2. Tegangan Izin

- a) Tegangan izin tekan pada kondisi batas layan
Tegangan tekan pada penampang beton, pada semua beban kombinasi yang diterima tetap pada kondisi batas layan lentur dan tekan aksial tidak boleh melampaui nilai $0,45 f_c'$, dengan f_c' merupakan kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari dalam satuan MPa
- b) Tegangan izin tekan pada kondisi beban sementara
Pada kondisi beban sementara, tegangan tekan tidak boleh melebihi nilai $0,60 f_{ci}$, dengan f_{ci} merupakan kuat tekan beton pada umur yang telah direncanakan pada saat dibebani, dalam satuan MPa
- c) Tegangan izin tarik pada kondisi batas layan
Tegangan tarik yang diizinkan terjadi pada penampang beton boleh diambil untuk beton tanpa tulangan, $0,15 \sqrt{f_c'}$ dalam satuan MPa

3. Massa Jenis (w_c)

Massa jenis beton, w_c Untuk beton dengan berat normal tidak boleh kurang dari 2400 kg/m^3 .

4. Modulus Elastis (E_c)

Modulus elastis beton E_c nilainya tergantung pada mutu beton, yang terutama dipengaruhi material dan proporsi campurannya. Nilai E_c bisa diambil dengan cara sebagai ditunjukkan pada Persamaan 2.21 berikut:

$$E_c = w_c^{1,5} (0,043 \sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots (2.21)$$

Keterangan :

w_c = Berat jenis beton dalam satuan Kg/m^3

f_c' = kuat tekan beton dalam satuan MPa

Harga E_c bisa bervariasi $\pm 20\%$. E_c dinyatakan dalam satuan MPa. Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m^3 , E_c dapat diambil sebesar $4700 \sqrt{f_c'}$

5. Angka *Poison* (μ)

Angka *poison* untuk beton, μ , dapat diambil sebesar 0,2

6. Koefisien Muai Panas

Koefisien muai Panjang beton akibat panas, dapat diambil sebesar 10×10^{-6} per $^\circ\text{C}$. Pada mutu jembatan berbeda dengan yang digunakan pada pembangunan mutu beton dan kegunaan ditunjukkan pada Tabel 2.16 berikut rumah sederhana.

Tabel 2.16 Mutu Beton dan penggunaannya

Jenis Beton	f_c' (MPa)	Uraian
Mutu tinggi	$f_c' \geq 45$	Umumnya digunakan untuk beton pratekan seperti tiang pancang beton prategang, gelagar beton pratekan, pelat pratekan, diafragma pratekan, dan sejenisnya.
Mutu sedang	$20 \leq f_c' < 45$	Umumnya digunakan untuk beton bertulang seperti pelat lantai jembatan, gelagar beton bertulang, diafragma non pratekan, kereb beton pracetak, gorong-gorong beton bertulang, bangunan bawah jembatan, perkerasan beton semen
Mutu rendah	$15 \leq f_c' < 20$ $f_c' < 15$	Umum digunakan untuk struktur beton tanpa tulangan seperti beton siklop, dan trotoar Digunakan sebagai lantai kerja, penimbunan Kembali dengan beton

Sumber : Spesifikasi umum Bina Marga, 2018

Tidak hanya itu mutu material yang digunakan pada satu komponen dengan komponen lainya juga dapat berbeda tergantung dengan beban dan seberapa penting komponen tersebut pada konstruksi jembatan.

2.3.3.2 Sifat dan Karakteristik Material Baja Tulangan Untuk Jembatan

1. Kekuatan Nominal

- a) Kuat tarik putus ditentukan dari hasil pengujian.
- b) Kuat tarik leleh, f_y , ditentukan dari hasil pengujian, tetapi perencanaan tulangan tidak boleh didasarkan pada kuat leleh f_y yang melebihi 550 MPa.

2. Tegangan Izin

- a) Tegangan izin pada pembebanan tetap,
Tegangan izin Tarik pada tulangan non-prategang dapat diambil dengan ketentuan di bawah:
 - i. Tulangan dengan $f_y = 300$ MPa, tidak boleh diambil melebihi 140 MPa.
 - ii. Tulangan dengan $f_y = 400$ MPa, atau lebih dan anyaman kawat las (Polos atau ilir) tidak boleh diambil melebihi 170 MPa.
 - iii. Untuk tulangan lentur pada pelat salah satu arah yang dibentangkan tidak lebih dari 4 m, tidak boleh diambil melebihi $0,50 f_y$ namu tidak lebih dari 200 MPa.
- b) Tegangan izin pada pembebanan sementara,
Boleh ditingkatkan 30% dari nilai tegangan izin pada pembebanan tetap.

3. Modulus Elastis

Modulus elastis baja E_s , untuk semua tegangan tidak lebih dari kuat leleh f_y dapat diambil sebesar:

- i. Diambil sama dengan 200.000 MPa.
- ii. Atau, ditentukan dari hasil pengujian.

4. Koefisien Muai panas

Koefisien muai Panjang beton akibat panas, dapat diambil sebesar 12×10^{-6} per °C.

Pada perencanaan beton bertulang tidak hanya mutu beton yang diklasifikasi, baja tulangan juga diklasifikasikan menurut sifat mekanis yang dipunyai baja tulangan tersebut, berikut ditunjukkan sifat mekanis baja tulangan pada Tabel 2.17 berikut:

Tabel 2.17 Sifat Mekanis Baja Tulangan

Kelas Baja tulangan	Uji Tarik			Uji Lengkung		Rasio TS/YS (Hasil Uji)
	Kuat leleh (YS)	Kuat Tarik (TS)	Regangan dalam 200 mm	Sudut Lengkung	Diameter pelengkung	
	MPa	MPa	%	°	mm	
BjTP 280	Min. 280	min 350	11($d \leq 10$ mm)	180	3,5d ($d \leq 16$ mm)	
	Maks. 405		12 ($d \geq 12$ mm)	180	5d ($d \geq 19$ mm)	
BjTS 280	Min. 280	min 350	11($d \leq 10$ mm)	180	3,5d ($d \leq 16$ mm)	Min 1,25
	Maks. 405		12($d \geq 13$ mm)	180	5d ($d \geq 19$ mm)	
BjTS 420A	Min. 420	Min 525	9($d \leq 19$ mm)	180	3,5d ($d \leq 16$ mm)	Min 1,25
			8($22 \leq d \leq 25$ mm)	180	5d ($19 \leq d \leq 25$ mm)	
	Maks. 545		7 ($d \geq 29$ mm)	180	7d ($29 \leq d \leq 36$ mm)	
				90	9d ($d > 36$ mm)	
BjTs 420B	Min. 420	Min 525	14($d \leq 19$ mm)	180	3,5d ($d \leq 16$ mm)	Min 1,25
			12($22 \leq d \leq 36$ mm)	180	5d ($19 \leq d \leq 25$ mm)	
	Maks. 545		10($d \geq 36$ mm)	180	7d ($29 \leq d \leq 36$ mm)	
				90	9d ($d > 36$ mm)	

Sumber : Spesifikasi Umum Bina Marga, 2018

2.3.3.3 Jenis Dan spesifikasi Tendon Baja prategang

Kabel baja atau biasa disebut dengan tendon yang digunakan pada perancangan Jembatan *post/pre stressed* memiliki mutu yang tinggi yaitu sampai dengan 270,000 Psi (1862 MPa) atau bahkan lebih tinggi untuk mengurangi kehilangan prategang akibat susut atau rangkai pada beton. Baja mutu tinggi memiliki kemampuan dengan dapat mengatasi kehilangan prategang yang hilang di sekitar baja dan memiliki tegangan sisa yang bisa menahan gaya prategang. Nilai kehilangan Prategang normal diasumsikan sebesar 350000 sampai dengan 60000 Psi (241-414 MPa). Terdapat sifat fisik yang dibutuhkan baja mutu tinggi antara lain

- (a) Baja memiliki kuat Tarik tinggi
- (b) Modulus elastisitas yang kecil
- (c) Nilai Batas elastis tinggi
- (d) Relaksasi kecil
- (e) Dapat menahan korosi

Bentuk baja prategang dapat berwujud kawat tunggal, *strands* yang tersusun dari kumpulan beberapa kawat yang dipuntir menjadi komponen tunggal dan batang dengan mutu tinggi. Gambar jenis baja prategang dapat dilihat pada Gambar 2.18 dan spesifikasi baja prategang dapat dilihat pada Tabel 2.18 berikut:



Gambar 2.18 Jenis jenis tulangan prategang
Sumber : Rafid, 2020

Tabel 2.18 Jenis dan Spesifikasi Tendon Baja Prategang

Jenis Material	Nominal Diameter (mm)	Luas (mm ²)	Gaya Putus Minimum (kN)	Tegangan Tarik Minimum, f_{ps} (Mpa)
Kawat (wire)	5	19,6	30,4	1550
	5	19,6	33,3	1700
	7	38,5	65,5	1700
7-wire strand super grade	9,3	54,7	102	1860
	12,7	100	184	1860
	15,2	143	250	1750
7-wire strand regular grade	12,7	95,3	165	1750
Bar	23	415	450	1080
	26	530	570	1080
	29	660	710	1080
	32	804	870	1080
	38	1140	1230	1080

Sumber : Nawy, 2001

2.3.3.4 Faktor beban dan faktor reduksi kekuatan.

Untuk besaran beban dan kombinasi pembebanan diambil mengacu kepada standar pembebanan pada jalan raya.

Faktor Reduksi Kekuatan.

- (a) Lentur (0,80)
- (b) Geser dan Torsi (0,70)
- (c) Aksial tekan
 - Dengan tulangan spiral (0,70)
 - Dengan Sengkang biasa (0,65)
- (d) Tumpukan beton (0,70)

2.4 Perancangan Struktur Atas

Perancangan struktur atas dimulai dari perencanaan lantai kendaraan dan Trotoar. Secara umum pelat lantai kendaraan terdiri pelat beton bertulang yang dibagi menjadi bagian struktural dan non-struktural. Pada bagian struktural terdiri dari aspal pelapis pelat lantai kendaraan, trotoar dari beton tumpuk dan pada bagian non-struktural terdiri dari tiang sandaran dari beton bertulang diatas parapet lantai, sandaran dari besi hollow dan parapet itu sendiri.

Pelat lantai beton bertulang direncanakan sesuai kaidah struktur, yaitu menghitung momen lentur mengikuti sifat beton bertulang, pembebanan dihitung mulai dari berat sendiri, berat aspal, Beban “ T ”, beban angin melalui kendaraan dan akibat perubahan struktur. Pembebanan jembatan mengacu pada SNI-1725-2016.

(a) Perancangan Pelat Lantai Kendaraan

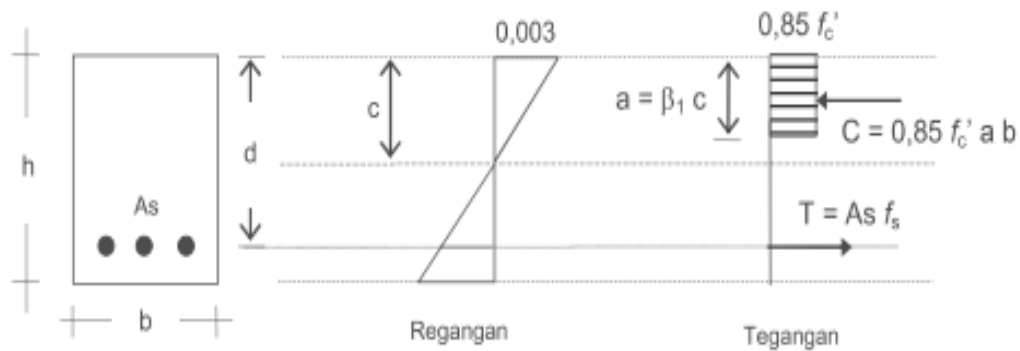
A. Asumsi Perencanaan

Perhitungan kekuatan dari suatu penampang komposit yang terlentur harus mempertimbangkan keseimbangan antara tegangan dan kompatibilitas, dengan dengan anggapan bahwa:

- (a) Bidang akan dianggap tetap rata, meskipun telah menerima tegangan lentur.
- (b) Perhitungan beton tidak memikul tegangan Tarik.
- (c) Distribusi tegangan tekan ditentukan dari hubungan regangan-regangan beton.
- (d) Regangan batas diambil sebesar 0,003.

Hubungan pada distribusi tegangan tekan beton dan regangan dapat dianggap dipenuhi dengan distribusi tegangan beton persegi *ekivalen*, dengan asumsi bahwa tegangan beton = $0,85 f_c'$ terdistribusi merata pada daerah tekan *ekivalen* yang dibatasi oleh tepi tertekan terluar dari penampang dengan garis sejarak $\alpha = \beta_1 c$ dari tepi tertekan terluar.

Jarak c dari tepi dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus. Konsep prategang dapat dilihat pada Gambar 2.19 Berikut:



Gambar 2.19 Konsep Tegangan dan Regangan pada penampang
Sumber : Nawy, 2001

Faktor β_1 disyaratkan diambil antara Persamaan 2.22 sampai Persamaan 2.24 sebesar :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' < 30 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2.22)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \text{ Untuk } f_c' > 30 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2.23)$$

$$\beta_1 = \text{tidak boleh diambil kurang dari } 0,65 \dots \dots \dots (2.24)$$

Perencanaan terhadap lentur pada penampang terhadap momen lentur harus berdasarkan kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan ϕ .

B. Tebal minimum pelat lantai

Pelat lantai difungsikan sebagai lantai kendaraan pada jembatan memiliki tebal minimum " t_s " diisyaratkan pada Persamaan 2.25 atau Persamaan 2.26 berikut:

$$"t_s" > 200 \text{ (mm)} \dots \dots \dots (2.25)$$

$$"t_s" > (100 + 40.s) \text{ (mm)} \dots \dots \dots (2.26)$$

dengan " s " merupakan bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (m)

C. Tulangan minimum

Tulangan minimum pada pelat lantai kendaraan dirancang untuk menahan tegangan tarik utama yang diisyaratkan pada Persamaan 2.27 atau Persamaan 2.28 berikut:

(a) Pelat lantai yang ditumpu kolom

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{1,25}{f_y} \dots\dots\dots(2.27)$$

(b) Pelat lantai yang ditumpu balok atau dinding

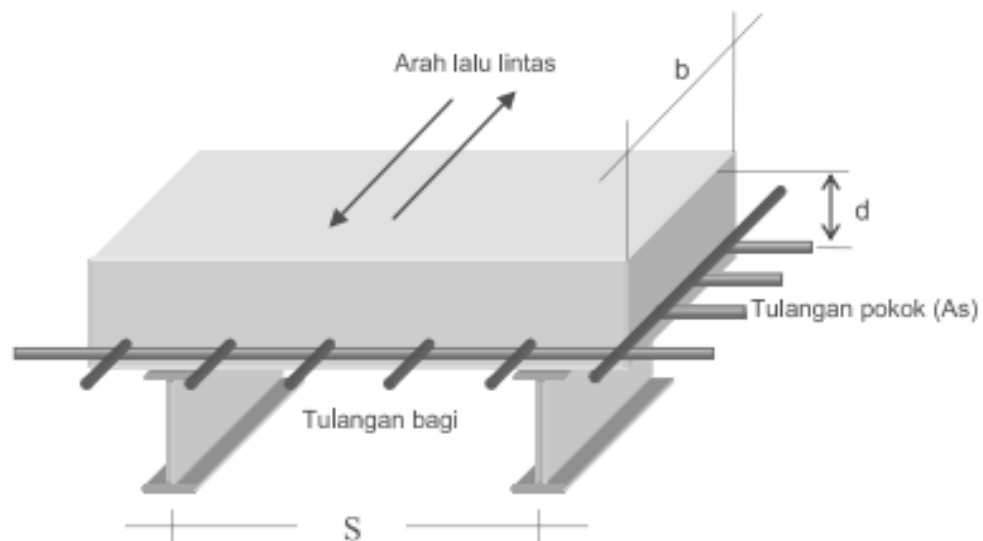
$$\frac{A_s}{bd} = \frac{1,0}{f_y} \dots\dots\dots(2.28)$$

D. Penyebaran tulangan untuk pelat lantai

Tulangan pada pelat lantai kendaraan diisyaratkan dibantu dengan tulangan bagi dengan arah menyilang dengan tulangan pokok. Dan apabila tulangan pokok tegak lurus arus lalu lintas, maka ditunjukkan pada Persamaan 2.29 berikut:

$$Presentase = \frac{110}{\sqrt{s}} \dots\dots\dots(2.29)$$

Maksimum dipasang 67% atau minimum 30% dari tulangan pokok. Untuk mempermudah penjelasan tentang letak tulangan bagi dan tulangan pokok ditunjukkan pada Gambar 2.20 berikut:



Gambar 2.20 Perletakan tulangan pokok dan tulangan bagi

Sumber : inaray, 2017

E. Langkah-langkah perancangan tulangan lentur pelat lantai kendaraan pada jembatan

Langkah perhitungan tulangan lentur pelat lantai kendaraan ditunjukkan pada Persamaan 2.30 sampai dengan Persamaan 2.41 berikut:

- a. Hitung momen ter faktor dengan Analisa struktur, M_u
- b. Hitung memon reduksi nominal $M_n = M_u / \phi$ dengan ϕ faktor reduksi kekuatan = 0,80
- c. Perhitungan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{B \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.30)$$

- d. Hitung R_{maks}

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{cl}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.31)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b \dots\dots\dots(2.32)$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{cl}} \right) \dots\dots\dots(2.33)$$

- e. Harus dipenuhi $R_n < R_{maks}$ (2.34)

- f. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{cl}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_{cl}}} \right) \dots\dots\dots(2.35)$$

- g. Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,0}{f_y} \dots\dots\dots(2.36)$$

- h. Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.37)$$

- i. Diameter tulangan perlu, dengan jarak antar tulangan “s” dan lebar ditinjau “b”

$$d_t = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s \cdot s}{\pi \cdot b}} \dots\dots\dots(2.38)$$

- j. Tulangan bagi pada arah.

$$A_{bg} = 50\% A_s \dots\dots\dots(2.39)$$

F. Pemeriksaan Kekuatan Lentur *Ultimat*

Kekuatan lentur *ultimat* penampang ditunjukkan pada Persamaan 2.26 berikut:

$$M_u = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot b \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \frac{\rho \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} \right) > M_u \text{ (Beban Kerja)} \dots\dots\dots(2.40)$$

dengan:

ϕ = Faktor reduksi kekuatan lentur (0,80)

A_s = Luas Tulangan terpasang (mm²)

- b = Lebar ditinjau 1000 (mm)
- d_t = ukuran diameter tulangan
- s = Jarak antara tulangan rencana, minimal 200 mm, maksimum 3x tebal pelat lantai atau 500 mm (SNI 2002)

dengan *Rasio* Tulangan terpasang seperti pada Persamaan 2.41 berikut:

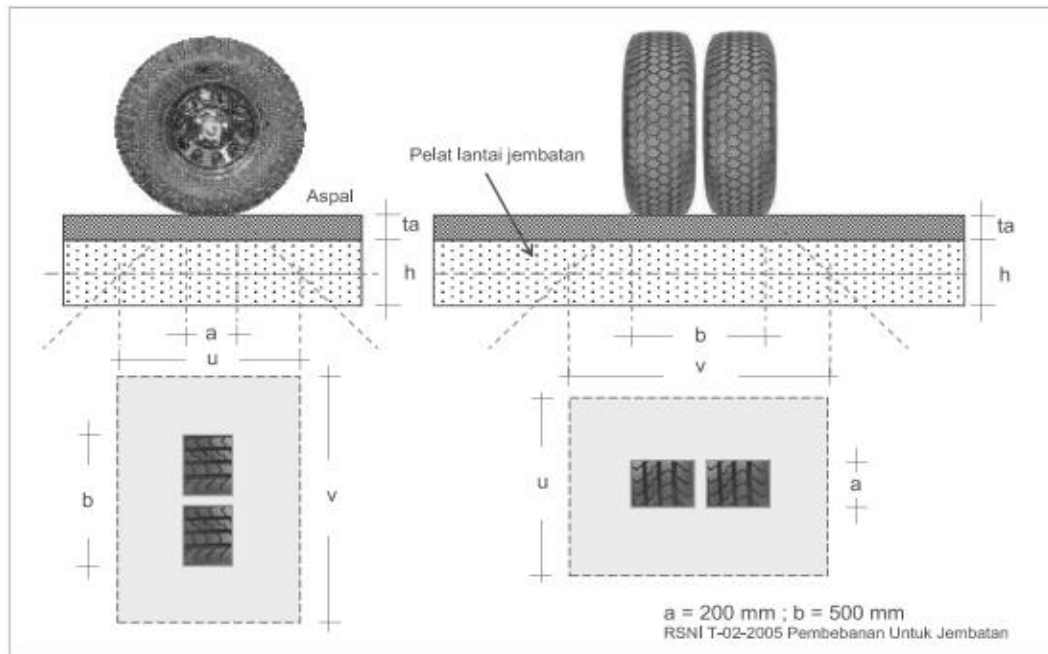
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots \dots \dots (2.41)$$

dengan :

- d = Tinggi efektif lantai (mm)
- b = 1000 (mm)
- A_s = Luas Tulangan terpasang (mm²)

G. Pemeriksaan Geser Pons pelat lantai kendaraan

Untuk memvisualisasikan penyebaran pons kendaraan maka ditunjukkan pada Gambar 2.21 dengan kekuatan geser pelat lantai ditunjukkan pada Persamaan 2.42 Berikut:



Gambar 2.21 Bidang penyebaran tekanan roda (Sumber : RSNi-02-2005)

Kekuatan pelat lantai terhadap geser.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b' d \dots \dots \dots (2.42)$$

Dengan :

$$u = a + 2ta + h$$

$$v = b + 2ta + f$$

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

$$b = 500 \text{ mm}$$

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

$$h = t_s = \text{tebal pelat beton}$$

$$d = \text{tebal efektif lantai kendaraan} = h - \text{selimut beton}$$

$$ta = \text{tebal lapisan aspal.}$$

2.4.1 Girder PCI

Girder Prestressed concrete-I (PCI) merupakan sesuai namanya merupakan beton prategang yang penampangnya berbentuk Huruf “I”. *Girder* tipe ini banyak digunakan pada perancangan jembatan dengan struktur ini dianggap selain mudah pada saat pemasangan juga memiliki biaya yang lebih ekonomis. Selain itu tipe *girder PCI* memiliki variasi bentang yang lebih banyak, tidak seperti *Girder* Tipe Balok T yang bentang efektifnya berkisaran 25 m, dengan menggunakan tipe PCI bentang yang digunakan dapat lebih Panjang hingga lebih dari 30 m.

2.4.1.1 Tahapan Pembebanan *Girder PCI*

Dalam proses pembebanan pada beton prategang terdapat 2 jenis tahapan pembebanan, yaitu:

a) Tahap Transfer

Dalam tahap ini beban akan mulai bekerja ketika beton sudah kering dan telah dilakukan penarikan baja prategang. Beban yang bekerja pada tahapan ini hanyalah beban sendiri dari struktur. Pada kondisi ini (transfer) momen yang terjadi minimum karena belum terjadi beban hidup, sedangkan gaya prategang yang terjadi adalah maksimum karena belum terjadi kehilangan gaya prategang.

b) Tahap Service

Pada tahap *service* beton prategang sudah pada kondisi elemen struktur karena beban luar sudah mulai bekerja seperti beban hidup, beban angin dan beban gempa. Pada tahap *service* seluruh kehilangan gaya prategang yang diperhitungkan akan terjadi. Pada situasi ini beban luar menimbulkan momen yang maksimal dan gaya prategang yang ada mendekati nilai minimum karena sudah terjadi kehilangan gaya prategang.

2.4.1.2 Kehilangan Gaya Prategang

Dalam pemberian gaya prategang diawal akan mengalami penurunan gaya prategang secara progresif selama kurang lebih 5 tahun hal ini disebut dengan kehilangan gaya prategang. Terdapat beberapa jenis kehilangan gaya prategang yang dijelaskan pada uraian di bawah:

a) Kehilangan elastis segera (*immediety elastic losse*)

Istilah ini merupakan jenis kehilangan yang langsung atau segera terjadi setelah pemberian gaya prategang. Hal-hal yang menyebabkan kehilangan gaya prategang ini antara lain:

- a. Perpendekan elastis beton (ES)
- b. Friksi atau gesekan (FR)
- c. Slip akibat pengankuran (ANC)

b) Kehilangan bergantung waktu (*Time dependent losses*)

Istilah ini merupakan jenis kehilangan yang tidak langsung terjadi atau memerlukan beberapa waktu untuk terjadi kehilangan gaya prategang setelah pemberian gaya prategang. Hal-hal yang menyebabkan gaya ini antara lain :

- a. Rangkak (CR)
- b. Penyusutan pada beton (SH)
- c. Relaksasi baja (R)

1. Kehilangan Gaya Prategang akibat Perpendekan Elastis Beton (ES)

Ketika gaya prategang bekerja, Ketika gaya prategang bekerja, beton akan mengalami tekan yang menyebabkan beton memendek dan secara langsung tendon pada sekitar beton akan terjadi pemendekan. Hal ini mengakibatkan sebagian gaya prategang yang diberikan pada tendon hilang. Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton pada sistem pratarik dan sistem pasca tarik berbeda. Pada sistem pra-tarik perubahan regangan pada baja prategang yang diakibatkan oleh perpendekan elastis beton adalah sama dengan regangan beton pada baja prategang tersebut.

a. Sistem Pra-tarik

Pada system pratarik regangan pada baja prategang adalah sama dengan regangan pada beton prategang. Kehilangan tegangan yang terjadi dipengaruhi oleh rasio

antara modulus elastis beton dengan tegangan beton serta bisa dinyatakan menggunakan Persamaan 2.43 berikut:

$$\Delta f_p ES = n f_{cs} \dots \dots \dots (2.43)$$

Dengan:

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} \dots \dots \dots (2.44)$$

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_{ci}} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_{deb}}{I_c} \dots \dots \dots (2.45)$$

b. Sistem pasca-tarik

Dalam metode pascatarik apabila digunakan kabel tunggal maka tidak akan ada kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton, sebab setelah terjadi perpendekan elastis gaya prategang dapat diketahui. Apabila lebih dari satu kabel prategang yang digunakan, maka nilai kehilangan prategang bergantung dari penarikan kabel yang pertama dan menggunakan nilai setengahnya untuk memperoleh nilai rata-rata keseluruhan kabel. Dalam metode pascatarik kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis dapat digunakan Persamaan 2.46 sebagai berikut:

$$\Delta f_p ES = 0,5 \times \Delta f_p ES \dots \dots \dots (2.46)$$

2. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Friksi (F)

Ketika penarikan baja Prategang yang dipasang secara parabolic tegangan yang terbaca pada alat ukur akan lebih besar daripada tegangan pada Tendon. Hal ini disebabkan oleh fenomena gesekan antara angkur dan system penarik (jacking). *alignment* tendon akan berpengaruh terhadap efek kelengkungan, sedangkan ketidak sempurnaan peletakan selubung yang tidak sengaja dan tidak dapat dihindari merupakan penyebab terjadi efek *wobble* dan tabel koefisien kelengkungan dan *wobble* ditunjukkan pada Tabel 2.18 dengan persamaan gaya prategang akibat friksi dirumuskan pada Persamaan 2.47 berikut:

$$\Delta f_p F = f_1 \times (\mu \alpha + KL) \dots \dots \dots (2.47)$$

Dengan:

- $\alpha = By/x$
- Nilai K dan L terdapat pada tabel dibawah.

Tabel 2.19 Koefisien Kelangkungan dan *Wobble*

Jenis Tendon	Koefisien wobble, <i>K</i> per foot	Koefisien kelengkungan, μ
Tendon yang diselubungi metal fleksibel		
Tendon kawat	0,0010-0,0015	0,15-0,25
Strand 7 kawat	0,0005-0,0020	0,15-0,25
Batang mutu tinggi	0,0001-0,0006	0,08-0,30
Tendon disalurkan metal yang rigid		
Strand 7 kawat	0,0002	0,15-0,25
Tendon yang dilapisi mastic		
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0010-0,00020	0,05-0,15
Tendon yang dilumasi dahulu		
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0003-0,0020	0,05-0,15

Sumber : Nawy, 2001

3. Kehilangan Gaya prategang Akibat pengangkuran (A)

Pada metode pascatarik kehilangan gaya prategang pada angker disebabkan karena blok-blok pada angker. Ketika gaya pendongkrakan disalurkan menuju angker. Pada metode pratarik kehilangan ini juga terjadi. Ketika dilakukan penyesuaian gaya prategang yang kemudian disalurkan ke landasan. Berikut ditunjukkan persamaan kehilangan gaya prategang akibat pengangkuran seperti Persamaan 2.48 berikut:

$$\Delta f_p A = \frac{\Delta A}{L} \times E_{ps} \dots \dots \dots (2.48)$$

Dengan:

- ΔA = Besar Gelincir
- L = Panjang Tendon
- E_{ps} = Modulus Kawat prategang

4. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak (CR)

Perubahan bentuk (*deformasi*) atau aliran lateral pada material yang disebabkan oleh tegangan longitudinal atau beban yang bekerja sepanjang waktu adalah rangkak (*creep*). Regangan elastis merupakan perubahan bentuk awal akibat beban yang bekerja, sedangkan regangan rangkak merupakan tambahan beban yang bekerja secara terus menerus dengan nilai yang sama hal ini ditunjukkan pada Persamaan 2.49 berikut:

$$\Delta f_{PCR} = n K_{CR} (f_{CS} - f_{csd}) \dots \dots \dots (2.49)$$

Dengan:

- $K_{CR} = 2,0$ untuk struktur pratarik / $1,6$ untuk struktur pasca Tarik
- f_{cs} = Tegangan dibeton pada level pusat berat baja segera setelah ditransfer
- f_{csd} = Tegangan dibeton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan
- n = rasio Modulus

5. Kehilangan Gaya Prategang akibat Susut (SH)

Nilai besarnya kehilangan prategang akibat susut beton dipengaruhi bebarapa hal. Beberapa hal yang mempengaruhi susut beton meliputi waktu antara pemberian prategang dengan akhir perawatan eksternal, jenis semen, jenis agregat, perbandingan campuran, waktu perawatan, ukuran bagian struktur dan kondisi lingkungan. Pada metode pascatarik sebelum pemberian pascatarik susut terjadi terlebih dahulu yang mengakibatkan kehilangan prategang yang disebabkan susut lebih kecil. Berikut ditunjukkan persamaan kehilangan gaya prategang akibat susut pada Persamaan 2.60 dengan Nilai K_{sh} pada Tabel 2.19:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} \cdot E_{PS} \left(1 - 0,006 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \dots \dots \dots (2.60)$$

Dengan:

RH = Kelembapan relatif

V/S = rasio volume permukaan

Nilai $K_{SH} = 1,0$ (Komponen struktur pratarik)

Tabel 2.20 Nilai K_{sh} Komponen Pascatarik

Waktu Dari Akhir Perawatan Basah Hingga Pemberian Prategang (Hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,63	0,58	0,45

Sumber : Navy, 2001

6. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja (R)

Perpanjangan yang konstan akibat waktu menyebabkan tendon *stress-relieved* mengalami kehilangan gaya prategangnya. Nilai kehilangan gaya prategang tidak hanya dipengaruhi oleh berapa durasi gaya prategang yang mampu dipikul, tetapi juga dipengaruhi oleh perbandingan antara gaya prategang awal dengan kuat leleh

baja prategang $\left(\frac{f_{pi}}{f_{py}}\right)$. Untuk lebih mudahnya dapat digunakan Persamaan 2.61 berikut:

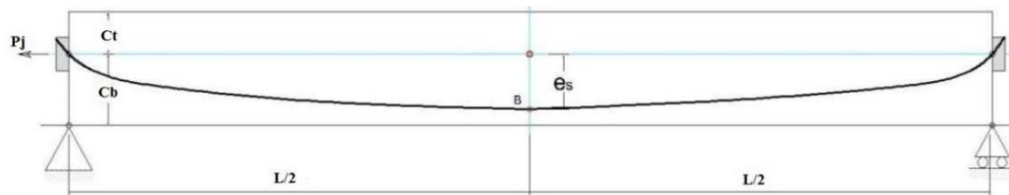
$$\Delta f_{PR} = f'_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left(\frac{f'_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \dots\dots\dots(2.61)$$

Dengan:

- f_{pi} =Tegangan awal dibaja yang dialami elemen beton
- f_{py} = Kuat Leleh baja prategang, yang dapat dihitung dari (0,80 fpu untuk beton prategang)/(0,85 fpu *tendon stress-relieved*)/(0,90 fpu tendon relaksasi rendah)
- t_1 = Waktu awal
- t_2 = Waktu akhir diinternal dihitung dari pendongkrakan

2.4.1.3 Lintasan Tendon/ Kabel Baja

Lintasan tendon merupakan hasil sepanjang bentang yang mana titik berat baja prategang (*center gravity of stell/CGC*) melintas dan membentuk lintasan lurus. Penaikan lintasan baja secara aktif terjadi pada tengah bentang (*Harping*) dan penaikan secara berlahan-lahan pada tengah bentang mengakibatkan bentuk lintasan menjadi parabolic (*draped*). Gambar tendon *parabolic* dapat ditunjukkan pada Gambar 2.22 berikut:



Gambar 2.22 *Layout tendon parabolic*
 Sumber : Nawy, 2001

Untuk mengetahui titik tengah digunakan Persamaan 2.62 sebagai berikut:

$$Y_i = \frac{4f X_i (L-x_i)}{L^2} \dots\dots\dots(2.62)$$

Dengan:

- Y_i = Ordinat tendon yang ditinjau
- X_i = Absis tendon yang ditinjau
- L = Panjang bentang
- f = e_s = Tinggi parabola maksimum

2.4.1.4 Daerah Aman Kabel

Daerah aman kabel baja prategang berfungsi sebagai batasan atau zona aman *eksentrisitas* tendon pada gelagar sederhana. Perlu ditetapkan sebuah batasan aman tendon untuk dapat melihat desain yang digunakan apakah diizinkan terjadi tarik pada batas ordinat minimal dan maksimal dari selubung atas ke selubung bawah terhadap *kern* atas maupun *kern* bawah.

Apabila M_D merupakan momen akibat beban sendiri/mati dan M_T merupakan momen total akibat dari seluruh beban yang bekerja secara transversal maka lengan dari kopel antara garis pusat tendon prategang (garis *cgs*) dengan pusat garis tekan (garis *C*) yang disebabkan oleh M_D dan M_T adalah a_{min} dan a_{max} .

Selubung lengan *cgs* bawah. Lengan minimum dari kapel menggunakan Persamaan 2.63 berikut:

$$a_{min} = \frac{M_d}{p_i} \dots \dots \dots (2.63)$$

Dengan P_i adalah gaya prategang awal.

Pada persamaan ini garis *C* direncanakan sedemikian supaya tidak terletak dibawah garis kern bawah dan batas maksimal dibawah kern bawah dapat ditentukan. Hal ini dapat mencegah tegangan tarik pada serat ekstrim atas. Oleh karena itu batas eksentrisitas bawah dapat ditulis dengan Persamaan 2.64 berikut:

$$e_b = (a_{min} + K_b) \dots \dots \dots (2.64)$$

Dengan $K_b = r^2/C_t$

- r^2 adalah kuadrat jari-jari girasi
- C_t adalah jarak titik pusat balok terhadap garis terluar balok atas

Selubung lengan *cgs* atas. Lengan minimum dari kapel tendon ditunjukkan pada Persamaan 2.65 berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{p_e} \dots \dots \dots (2.65)$$

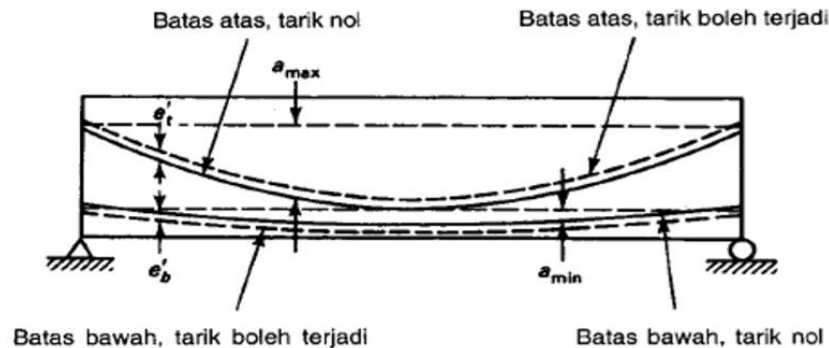
Persamaan tersebut mendefinisikan jarak minimal dibawah bawah kern atas yang mana garis pusat baja (*cgs*) direncanakan sedemikian rupa sampai garis *C* tidak berada di atas garis kern atas. Hal ini dapat mencegah tegangan tarik pada serat ekstrem bawah. Oleh karena itu batas eksentrisitas atas dapat ditulis seperti Persamaan 2.66 berikut:

$$E_t = (a_{max} - K_t) \dots \dots \dots (2.66)$$

Dengan $Kt = r^2/cb$

- r^2 adalah kuadrat jari-jari
- C_b adalah jarak titik balok terhadap garis terluar belok sebelah bawah

Untuk mempermudah memvisualisasikan daerah aman kabel ditunjukkan pada Gambar 2.23 berikut:

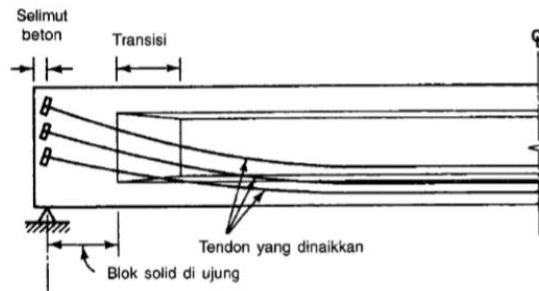


Gambar 2.23 Daerah aman kabel

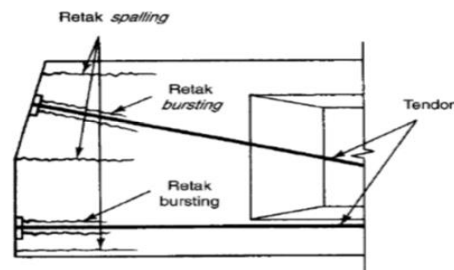
Sumber : Nawy, 2001

2.4.1.5 Blok ujung

Gaya prategang yang besar mengakibatkan terjadinya pemusatan tegangan tekan yang cukup besar di arah longitudinal yang terjadi serta diterima oleh segmen kecil pada penampang tumpuan diujung balok. Penyaluran beban yang terpusat oleh pemberian gaya prategang pada balok jenis pratarik terjadi pada seluruh bentang luas penampang tumpuan secara berangsur-angsur hingga pada akhirnya menjadi seragam. Untuk balok jenis pascatarik penyaluran beban yang terpusat oleh pemberian gaya prategang tidak mungkin terjadi secara berangsur-angsur sebab pemberian gaya prategang bekerja langsung pada angker dan plat tumpu di ujung penampang l_t ($l_t = \frac{1}{1000} \left(\frac{f_{pe}}{3} \right) d_b$). Luas penampang pada ujung yang semakin mendekati tumpuan terkadang perlu diperbesar dengan cara lebar badan dibuat sama besar dengan lebar sayapnya supaya dapat menampung tendon yang dinaikkan. Akan tetapi penambahan luas penampang ini tidak dapat mencegah retak *spalling* atau *bursting* dan tidak dapat mereduksi pengurangan dari pada beton. Zona angker tendon yang terlekat dapat divisualisasikan sebagai Gambar 2.24 dan Gambar 2.25 berikut :



Gambar 2.24 Transisi daerah solid ke tumpuan
 Sumber : Nawy, 2001



Gambar 2.25 Zona ujung, retak Bursting dan retak spalling
 Sumber : Nawy, 2001

Oleh karena itu agar tidak terjadi retak *spalling* dan *bursting* maka diperlukan sebuah perkuatan pengangkur pada daerah penyaluran beban dalam wujud tulang tertutup sengkang atau alat-alat penjangkaran yang dapat menyelimuti seluruh daerah pemberian prategang utama serta tulangan memanjang non-prategang. Salah satu persamaan yang disarankan untuk mengetahui nilai gaya tarik memecah (*bursting*) yaitu ditunjukkan pada Persamaan 2.62 berikut:

$$F_{bst} = 0,3 \times P_j \times \left[\left(1 - \left(\frac{y_{po}}{y_o} \right)^{0,58} \right) \right] \dots \dots \dots (2.62)$$

Dengan:

P_j = Gaya jacking diangkur

Y_{po}/Y_o = Perbandingan distribusi

$2Y_{po}$ = Tinggi pelat angkur

$2Y_o$ = Tinggi prisma ekuivalen

Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi tegangan izin bantalan, seperti rasio antara luas bantalan dengan luas total, luas permukaan tulangan pada angkur dan metode perhitungan tegangan. Untuk menghitung tegangan tumpuan rata-rata pada beton dapat digunakan Persamaan 2.63 dan Persamaan 2.64 berikut:

Pada beban peralihan (transfer)

$$a. \sigma_{bi} = 0,8 f'_{ci} \sqrt{\left(\frac{A_2}{A_1} - 0,2\right)} \leq 1,25 f'_{ci} \dots \dots \dots (2.63)$$

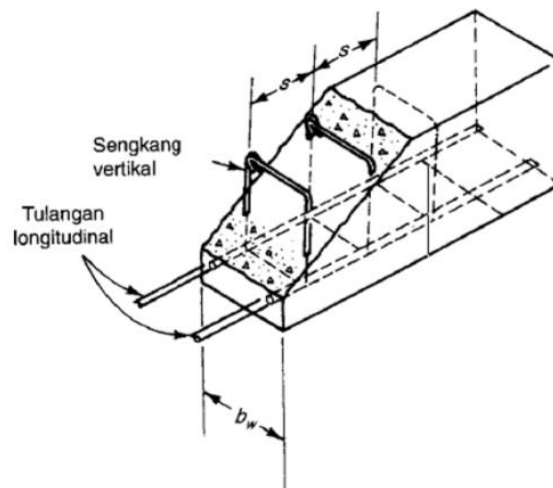
Pada beban bekerja (service)

$$b. \sigma_b = 0,6 f'_c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq f'_c \dots \dots \dots (2.64)$$

2.4.1.6 Tulangan Geser

Tulangan geser adalah tulangan yang berguna sebagai pencegah retak diagonal terjadi pada elemen struktur prategang. Secara prinsipnya tulangan geser memiliki empat fungsi pokok antara lain:

1. Sebagian gaya geser luar terfaktor (V_u) dapat dipikul
2. Sebagai pembatas rambatan retak diagonal
3. Penahan supaya tulangan utama longitudinal tidak berpindah posisi dan dapat memberikan pengikat dengan baton pada daerah tekan apabila digunakan Sengkang tertutup. Berikut ditunjukkan posisi Sengkang vertical ditunjukkan pada Gambar 2.26 berikut:



Gambar 2.26 Sengkang Vertikal

Sumber : Nawy, 2001

Kekuatan geser batas beton (V_c) adalah tahanan geser nominal beton polos dibagian badan dapat dihitung berdasarkan nilai terkecil dari Persamaan 2.65 pada saat retak geser terlentur (V_{ci}) dan persamaan 2.66 untuk kondisi retak geser bagian badan (V_{cw}) berikut ini:

$$V_{ci} = \left(\frac{1}{20} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_p\right) + V_d + \frac{V_i}{M_{maks}} (M_{cr}) \dots \dots \dots (2.65)$$

$$V_{cw} = [0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc})] \times b_w \times d_p + V_d \dots \dots \dots (2.66)$$

Sedangkan jarak antar Sengkang ditunjukkan pada Persamaan 2.67 berikut:

$$s = \frac{A_v f_y d}{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c} = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - \phi V_c} \dots\dots\dots(2.67)$$

Dengan:

f_c'	= kuat tekan beton
b_w	= lebar badan (web)
d_p	= jarak dari serat terluar ke titik berat tulangan prategang
V_d	= gaya geser pada penampang akibat beban mati
V_i	= gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar
M_{maks}	=momen maksimum terfaktor pada penampang yang ditinjau
M_{cr}	= momen akibat beban luar yang menyebabkan retak lentur
A_v	= luas satu sengkang
f_{pc}	=tegangan tekan rata-rata beton akibat gaya prategang
V_p	= komponen vertikal dari gaya prategang
d	= jarak dari serat ekstrim ke pusat berat penulangan nonprategang
f_y	= kuat leleh baja
s	= jarak antar sengkang
V_s	= tahanan geser nominal baja

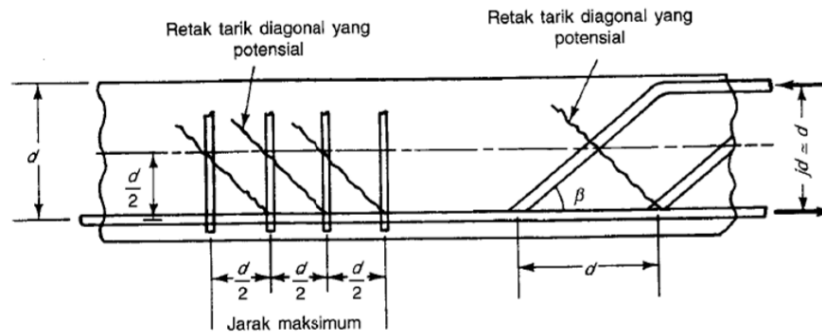
Batasan jarak maksimum antara Sengkang harus direncanakan dengan kriteria sebagai berikut:

- $s_{max} \leq 3/4 h \leq 24$ in, dengan h adalah tinggi total penampang
- Jika $V_s > 4\lambda\sqrt{f_c'} b_w d_p$, jarak maksimum di (a) harus dibagi dua
- Jika $V_s > 8\lambda\sqrt{f_c'} b_w d_p$, perbesar penampang
- Jika $V_u = \phi V_n > 1/2 \phi V_c$, luas minimum tulangan geser harus

Digunakan Persamaan 2.68 berikut:

$$A_v = \frac{50b_ws}{f_y} \dots\dots\dots(2.68)$$

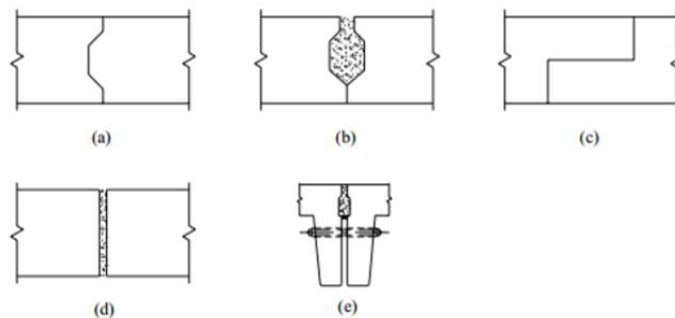
Berikut ditunjukkan jarak tulangan pada badan girder prategang pada Gambar 2.27 Berikut:



Gambar 2.27 Jarak Tulangan badan
 Sumber : Nawy, 2001

2.4.1.7 Sambungan antar segmen

Pemasangan girder secara *segmental* rawan akan timbul geser pada titik-titik sambungannya. Maka dari itu dibutuhkan sebuah desain pengikat atau pengunci supaya geser tidak terjadi. *Shear key* atau sistem pengunci geser umumnya dirancang menggunakan jenis sambungan kering (*dry join*) dan sambungan basah (*wet join*). Yang mana kekuatan geser yang diberikan oleh sambung kering murni dipengaruhi oleh pengunci segmenya, sedangkan untuk sambungan basah gaya ditambahkan bahan perekat (lem) sebagai perkuatan. Untuk menunjukan jenis konfigurasi shear key ditunjukkan pada Gambar 2.28 berikut:



Gambar 2.28 Jenis Konfigurasi shear key (a) male-female (b) female-female (c) dapped (d) flat (e)mechanical

Berdasarkan fungsi sambungan geser dapat dipastikan bahwa gaya geser yang disalurkan sambungan geser pada struktur dapat mempengaruhi kapasitas geser struktur. Untuk mendapatkan nilai tegangan geser pada sambungan dapat digunakan Persamaan 2.69 sebagai berikut:

$$\tau = \frac{V_c}{A_g} \dots \dots \dots (2.69)$$

Dengan:

τ = tegangan geser pada sambungan

V_c = gaya geser yang terjadi

A_g = luas bidang geser

2.4.1.8 Cambering Bridge

Karena *eksentrisitas* tendon prategang serta kecilnya beban luar yang diterima ketika kondisi transfer mengakibatkan gelagar prategang melendut ke atas (*camber*). Sedangkan pada kondisi service seluruh beban luar akan bekerja dengan maksimal yang menimbulkan gelagar prategang melendut ke bawah. Untuk dapat menentukan besarnya lendutan pada gelagar dapat digunakan Persamaan 2.70 dan 2.71 berikut:

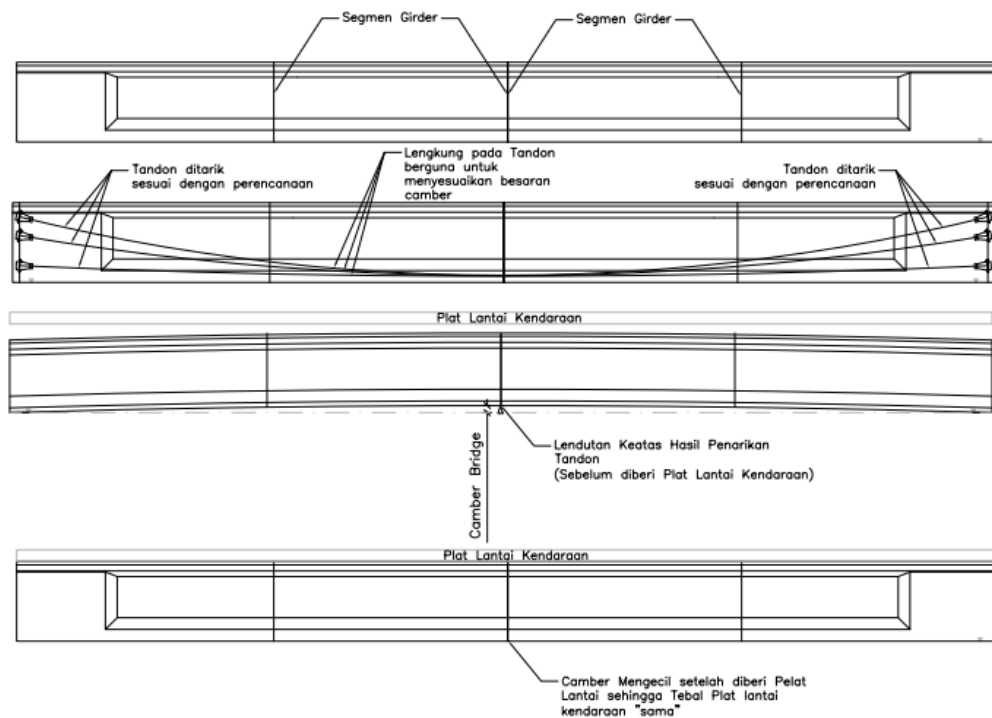
- i. Lendutan *camber* akibat prategang:

$$a = -\frac{5P_e L^2}{48EI} \dots \dots \dots (2.70)$$

- ii. Lendutan akibat beban mati dan hidup merata;

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI} \dots \dots \dots (2.71)$$

Berikut ditunjukkan cara kerja *camber* pada jembatan seperti ditunjukkan pada Gambar 2.29 berikut:



Gambar 2.29 Kerja *camber* pada jembatan

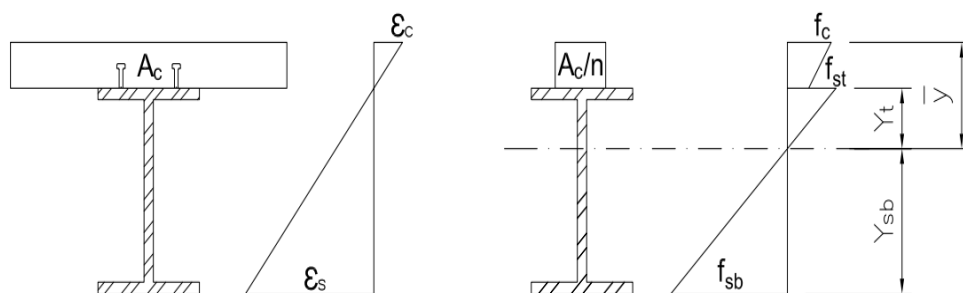
2.4.2 Girder Baja Komposit

Girder menggunakan baja komposit merupakan desain *girder* yang menggabungkan 2 sifat material yang banyak digunakan akhir-akhir ini, yaitu percampuran sifat Komposit baja dengan beton memiliki dasar sifat dan karakteristik pada beton dengan beton memiliki keunggulan kemampuan pada saat menerima beban tekan dan berperilaku kurang menguntungkan untuk menerima beban Tarik. Sebaliknya pada baja memiliki kemampuan yang menguntungkan untuk menerima beban Tarik sedangkan untuk menerima beban tekan perlu diwaspadai karena ada bahaya tekuk pada baja. Komponen struktur komposit ini dapat menahan beban sekitar 30% hingga 50% lebih besar daripada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit (Agus, 2008).

2.4.2.1 Tegangan *Elastis* Dalam Balok

Kuat rencana yang terjadi pada balok komposit didasari pada kondisi saat terjadinya keruntuhan, namun perilaku beban komposit pada saat beban layan menjadi kontrol yang harus diperhatikan pada saat perencanaan.

Tegangan Lentur dan geser dalam balok homogen tidak dapat digunakan pada perhitungan baja komposit. Untuk dapat menghitung tegangan-tegangan pada balok komposit diperlukan *transformasi* penampang. Ditunjukkan sebuah segmen dari balok komposit dengan diagram tegangan dan regangan pada Gambar 2.30



Gambar 2.30 (a) diagram regangan balok komposit, (b) Diagram Tegangan pada balok komposit dengan penampang *ter transformasi*

Sumber : Setiawan, 2008

Hal yang dijelaskan pada gambar diatas sesuai dengan teori lendutan kecil, yang dinyatakan bahwa penampang melintang akan dan tetap datar sebelum dan sesudah terjadi lentur.

Hubungan antara tegangan dan regangan baja dan beton dinyatakan pada Persamaan 2.72 atau Persamaan 2.73 berikut:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \text{ atau } \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \dots\dots\dots(2.72)$$

Atau

$$f_c = \frac{E_s}{E_c} f_s = n f_s \dots\dots\dots(2.73)$$

Dengan

E_c = modulus elastis beton

n = E_s/E_c = rasio modulus

Modulus elastis sesuai Persamaan 2.74 yang diberikan dalam SNI pasal 12.3.2

$$E_c = 0,041 w^{1,5} \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots(2.74)$$

Dengan

w = berat jenis beton (2400 kg/m³)

f_c' = kuat tekan beton berumur 28 hari (MPa)

setalah ditunjukkan pada Gambar 2.21 (b) yang merupakan hasil *transformasi* dari Gambar 2.21 (a). untuk menghitung tegangan, maka harus dihitung terlebih dahulu letak garis netral dan momen inersia dari penampang tersebut. Hingga untuk setelahnya dapat dihitung besarnya tegangan lentur pada bagian atas dan bawah profil baja. Hal ini ditunjukkan pada Persamaan 2.75 sampai dengan Persamaan 2.77 berikut:

$$f_{st} = \frac{M \cdot y_t}{I_{tr}} \dots\dots\dots(2.75)$$

$$f_{sb} = \frac{M \cdot y_b}{I_{tr}} \dots\dots\dots(2.76)$$

$$f_c = \frac{M \cdot \bar{y}}{n \cdot I_{tr}} \dots\dots\dots(2.77)$$

Dengan:

M = momen lentur yang harus dipakai

I_{tr} = momen inersia terhadap sumbu netral

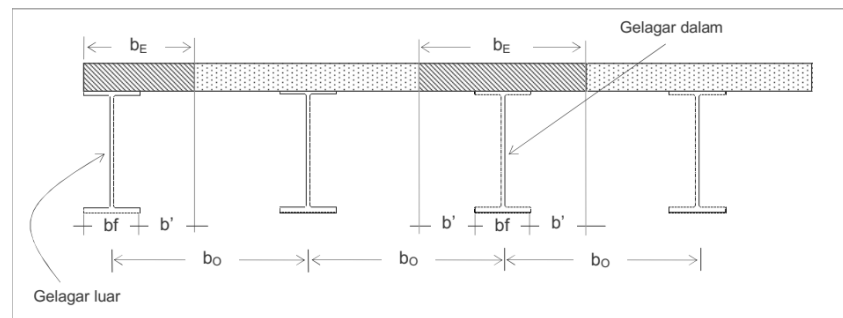
Y_t = jarak dari sumbu netral ke serat atas profil baja

Y_b = jarak dari sumbu netral ke serat bawah baja

2.4.2.2 Lebar Efektif Balok Komposit

Konsep lebar efektif sangat digunakan pada perancangan baja komposit, terutama Ketika proses desain harus dilakukan terhadap suatu elemen yang mengalami distribusi tegangan yang tidak seragam. Besarnya lebar efektif dari suatu komponen struktur ditentukan pada Persamaan 2.78 dan divisualisasikan pada Gambar 2.31 berikut:

$$b_E = b_f + 2b' \dots\dots\dots(2.78)$$



Gambar 2.31 Lebar efektif balok komposit

Sumber : Setiawan, 2008

Bila lantai beton meliputi kedua sisi badan gelagar, lebar efektif lantai harus diambil sebagai nilai terkecil dari:

1. $1/4$ x Panjang bentang gelagar untuk bentang sederhana atau $1/7$ x Panjang bentang gelagar untuk bentang menerus atau
2. Jarak pusat antara badan gelagar $b_E \leq b_o$,
3. 12 x tebal minimum pelat

2.4.2.3 Kuat Lentur Nominal

Kuat lentur nominal suatu struktur komposit, dapat ditentukan pada Persamaan 2.79 berikut:

$$1. \frac{b}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_{yf}}} \dots\dots\dots(2.79)$$

M_n kuat momen nominal komposit dihitung berdasarkan distribusi tegangan pada plastis penampang komposit $\phi b = 0,85$. Dan ditunjukkan pada Persamaan 2.80 berikut:

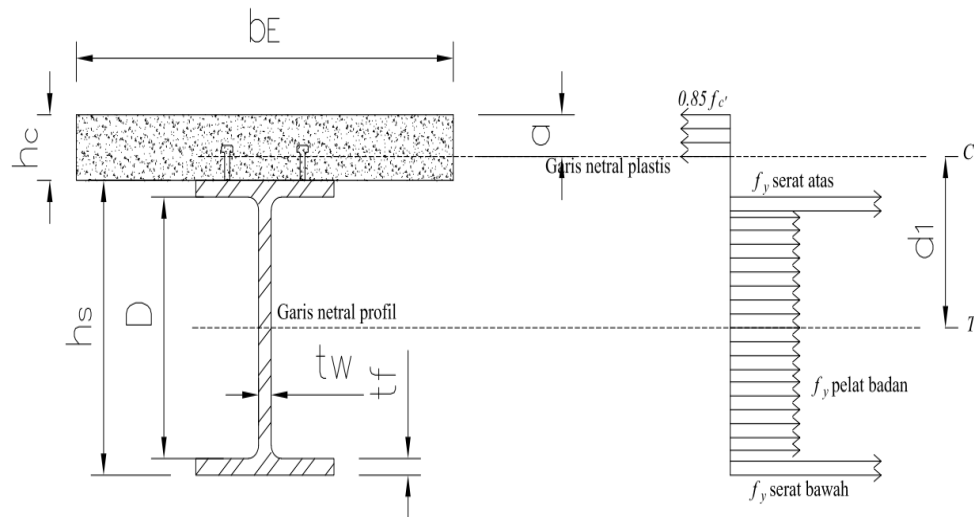
$$2. \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b_E} \dots\dots\dots(2.80)$$

Kuat momen nominal dihitung berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (Perancah) $\phi b = 0,90$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi 2 kasus sebagai berikut :

1. Sumbu Netral plastis jatuh pada pelat beton

Penjelasan mengenai sumbu netral terletak di pelat beton dapat dilihat pada Gambar 2.32



Gambar 2.32 Kuat lentur pada penampang beton

Sumber : RSNI T-03-2005

Mengacu pada Gambar 2.32, maka besar gaya tekan C adalah ditunjukkan pada Persamaan 2.81 berikut

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_F \dots \dots \dots (2.81)$$

Gaya Tarik T pada profil baja ditunjukkan pada Persamaan 2.82 berikut:

$$T = A_S \cdot f_y \dots \dots \dots (2.82)$$

Dari keseimbangan gaya $C = T$, maka diperoleh Persamaan 2.83 berikut:

$$a = \frac{A_S \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \dots \dots \dots (2.83)$$

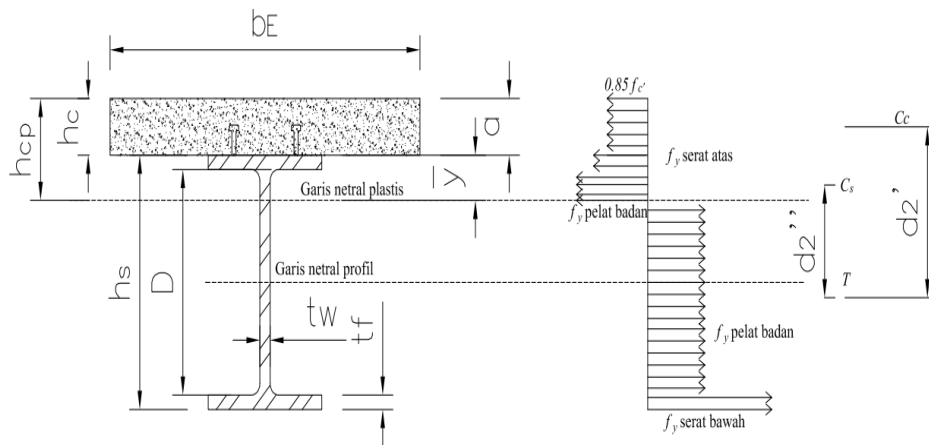
Kuat Lentur nominal dapat dihitung seperti Persamaan 2.84 atau Persamaan 2.86 berikut:

$$M_n = C \cdot d_1 \dots \dots \dots (2.84)$$

$$\text{atau } T \cdot d_1 = A_S \cdot f_y \cdot \left(\left(\frac{d}{2} \right) + t, -\frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (2.86)$$

2. Sumbu Netral plastis jatuh pada profil baja

Penjelasan mengenai sumbu netral yang terletak pada profil baja dapat dilihat pada Gambar 2.33



Gambar 2.33 Kuat lentur pada penampang baja
Sumber : RSNI T-03-2005

Gaya tekan, C_c yang bekerja pada beton ditunjukkan pada Persamaan 2.87:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot t_s \dots \dots \dots (2.87)$$

Keseimbangan gaya dirumuskan dengan Persamaan 2.88 berikut:

$$T' = C_c + C_s \dots \dots \dots (2.88)$$

Besarnya T' lebih kecil dari $A_s \cdot f_y$ dengan Persamaan 2.89 berikut:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \dots \dots \dots (2.89)$$

Dengan menyamakan persamaan 2.88 dan 2.89 diperoleh hasil Persamaan 2.90 berikut

$$C_s = \frac{A_s \cdot y - C_c}{2} \dots \dots \dots (2.90)$$

Atau dengan mensubstitusikan persamaan 2.90, diperoleh bentuk Persamaan 2.91 berikut:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'_c \cdot b_E \cdot t}{2} \dots \dots \dots (2.91)$$

Kuat lentur nominal dirumuskan pada Persamaan 2.92 berikut:

$$M_n = C_c \cdot d_2 + C_s \cdot d_2' \dots \dots \dots (2.92)$$

2.4.2.4 Shear Connector

Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan profil baja harus dipikul oleh sejumlah penghubung geser, sehingga tidak terjadi slip pada saat masa layan (Agus 2008). Aksi komposit disaat beton mengalami gaya tekan akibat lentur, gaya geser dibatasi oleh titik momen positif maksimum dan momen nol yang berdekatan, harus diambil sebagai nilai yang terkecil dari $A_s \cdot f_y$, $0,85 \cdot f'_c \cdot A_c$ atau ΣQ_n . Gaya geser horizontal dinotasikan dengan V_h .

Jika V_h ditentukan $A_s f_y$ atau $0,85 f'_c A_c$ maka yang terjadi adalah perilaku aksi komposit penuh, dan jumlah penghubung geser yang diperlukan antara titik momen no dan momen maksimum dengan Persamaan 2.93 seperti berikut:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} \dots\dots\dots(2.93)$$

Dengan Q_n adalah kuat geser nominal satu buah penghubung geser, yang jenis penghubung geser diisyaratkan pada SNI 03-1729-2002.

Kuat Nominal penghubung geser jenis paku yang ditanam didalam pelat beton masif ditentukan pada Persamaan 2.94 berikut:

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc} f_u \dots\dots\dots(2.94)$$

Dengan

A_{sc} = Luas penampang penghubung geser jenis paku, mm²

F_u = Tegangan putus penghubung geser jenis paku, MPa

Q_n = Kuat geser nominal untuk penghubung geser, N

Kuat nominal penghubung geser jenis kanal yang dikanal yang ditanam pada pelat beton masif, ditunjukkan pada Persamaan 2.95 berikut:

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_c E_c} \dots\dots\dots(2.95)$$

Dengan

L_c = Panjang penghubung geser jenis kanal, mm

T_f = Tebal pelat sayap, mm

T_w = Tebal pelat badan, mm

Persyaratan mengenai jarak antar penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2002

1. Selimut lateral minimum = 25 mm, Kecuali dek baja
2. Diameter maksimum = 2,5 x tebal *flens* profil baja
3. Jarak longitudinal minimum = 6 x diameter penghubung geser
4. Jarak longitudinal maksimum = 8 x tebal pelat beton
5. Jarak minimum dalam arah tegak lurus sumbu longitudinal = 4 x diameter
6. Jika digunakan dek baja gelombang, jarak minimum penghubung geser dapat diperkecil menjadi 4 x Diameter.

2.4.2.5 Cambering Steel Bridge

Momen inersia yang dimiliki struktur komposit memungkinkan lebih besar apabila dibandingkan dengan struktur non-komposit, yang mengakibatkan lendutan pada *camber* akan lebih kecil. Momen inersia yang tercipta akibat komponen komposit hanya dapat bekerja pada saat beton mengeras, sehingga *camber* diperhitungkan dengan menganalisis momen inersia dan profil baja saja.

Pada daerah momen positif, beton akan terus menerus mendapatkan gaya tekan sehingga akan menyebabkan gejala Rangkak (*creep*) pada beton. Dengan rangkakan adalah salah satu bentuk deformasi struktur. Apabila tahap awal deformasi terjadi, hal ini akan mengakibatkan deformasi akan terus terjadi pada kurun waktu yang perlahan. *Cambering* jangka Panjang yang terjadi pada komponen struktur dapat diperkirakan dengan cara mengurangi luas pelat beton sehingga inersia akan mengecil.

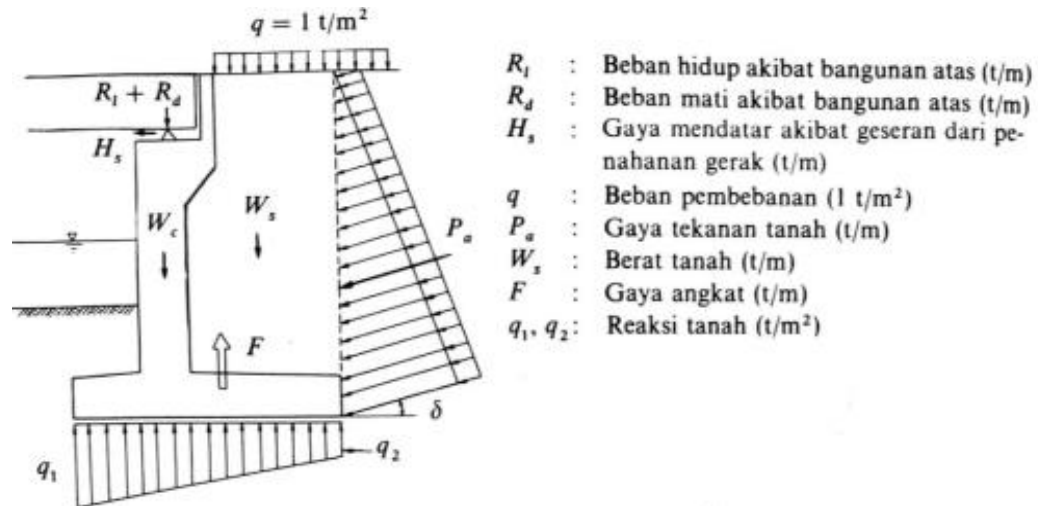
2.5 Perancangan Struktur Bangunan Bawah

Perancangan Struktur Bangunan Bawah pada Jembatan terdiri dari 2 macam perancangan yaitu perancangan pada struktur abutment dan perancangan pada struktur Pilar yang akan digunakan. Namun pada penulisan ini Struktur bawah hanya sebagai bangunan penunjang untuk bangunan atas.

2.5.1 Abutment

Perancangan abutment adalah perancangan Struktur pada jembatan yang berguna untuk menyalurkan beban-beban dari struktur atas dan Tekanan Lateral tanah masuk kedalam pondasi.

Gaya luar yang bekerja pada abutment pada umumnya ditunjukkan pada Gambar 2.34 berikut:



Gambar 2.34 Gaya luar yang bekerja

Sumber : Nakazawa, 1994

Namun jika Jembatan terletak pada daerah gempa maka perlu diperhitungkan gaya akibat gempa. Dan apabila jembatan yang akan dilalui kereta api, gaya sentrifugal atau beban kejut juga perlu diperhatikan.

Untuk menentukan gaya tekanan aktif dan pasif pada abutment adalah ditunjukkan pada Persamaan 2.96 sampai dengan Persamaan 2.102 berikut:

- i. Gaya Tekanan aktif

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots \dots \dots (2.96)$$

- ii. Gaya Tekanan Pasif

$$K_b = \frac{1}{K_a} \dots \dots \dots (2.97)$$

- iii. Stabilitas Guling

$$FK = \frac{MT}{MG} \dots \dots \dots (2.98)$$

- iv. Stabilitas Geser

$$FK = \frac{f \cdot \Sigma v}{\Sigma H} \dots \dots \dots (2.99)$$

- v. Stabilitas Daya Dukung Tanah

$$FK = \frac{Q_{un}}{Q_n} \dots \dots \dots (2.100)$$

Syarat $FK > 1,5$ (Kondisi Normal)

Atau $FK > 1,2$ (Kondisi Gempa)

- vi. Stabilitas terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} = \frac{\Sigma Mx - \Sigma My}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (2.101)$$

vii. Stabilitas Daya dukung tanah

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma v}{BL} - \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \dots \dots \dots (2.102)$$

$$Q_{maks} \leq Q_{ijin} \quad (OK)$$

$$Q_{Min} \leq Q_{ijin} \quad (OK)$$

Daya dukung tanah dasar pondasi berdasarkan rumur mayerhoff untuk pondasi memanjang dinyatakan dengan Persamaan 2.103 berikut:

$$Q_{ult} = C \cdot Nc \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + P_0 \cdot (Nq - 1) + 0,5 \cdot y \cdot B \cdot Ny \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right)$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult}/S_f \dots \dots \dots (2.103)$$

Dengan :

C = Kohesi tanah (kN/m²)

P_0 = $D_f \times y$ = Tekanan overburden dasar pondasi (kN/m²)

D_f = Kedalaman Pondasi (m)

Y = Berat volume tanah (kN/m²)

B = Lebar Pondasi (m)

L = Panjang Pondasi (m)

Q_{ult} = Daya dukung ultimate tanah pondasi

S_F = Faktor Keamanan ($S_F=3$)

Nilai-nilai porositas (n), angka pori (e) dan berat volume (W) pada keadaan asli dialam dan berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Mayernhoff ditunjukkan pada Tabel 2.21 berikut:

Tabel 2.21 Nilai-nilai tipikal pada tanah

Macam Tanah	n (%)	E	W (%)	y_d (kN/m ³)	y_b (kN/m ³)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
pasir berbutir campuran padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,9	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3	110	-	14,3

Penulangan Abutment merupakan penulangan yang dianggap sama dengan penulangan pada balok dan pelat. Yang persamaannya diperlihatkan pada persamaan matematika 2.30 sampai dengan 2.41.

Dan jika Beton belum mampu memikul beban gaya geser sendiri, maka perlu direncanakan dengan menghitung kekuatan geser nominal untuk tulangan geser.

Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton ditunjukkan pada Persamaan 2.104:

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d \dots \dots \dots (2.104)$$

Kekuatan Geser nominal yang dihitung pada Persamaan 2.105 sampai dengan Persamaan 2.8 dan jarak Sengkang ditunjukkan Persamaan 2.87 sampai dengan Persamaan 2.89 berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \text{ atau } V_u \leq \phi (V_c + V_s) \dots \dots \dots (2.105)$$

$$V_{sperlu} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \dots \dots \dots (2.106)$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \dots \dots \dots (2.107)$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots \dots \dots (2.108)$$

Jarak Sengkang maksimum tulangan geser

$$S_{max} = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (2.109)$$

$$V_{s \text{ ada}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \dots \dots \dots (2.110)$$

$$\text{Jika } V_{s \text{ ada}} > V_{s \text{ perlu}} \text{ (Aman)} \dots \dots \dots (2.111)$$

2.5.2 Pilar

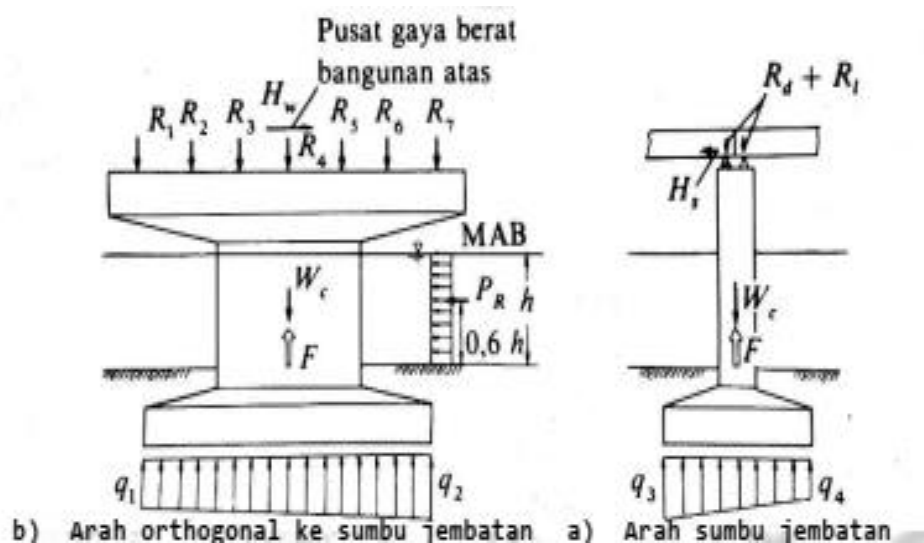
Pilar jembatan adalah suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas fondasi tiang-tiang pancang yang terletak ditengah sungai atau pada daratan yang lain berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan atas jembatan (SNI 2541-2008).

Pada pilar beban yang diterima berasal dari berat bangunan atas yang meliputi berat mati sendiri, berat mati tambahan, beban lajur, rem, beban kendaraan. Berbeda dengan abutment yang memiliki beban lateral, beban pada pilar tidak dirancang untuk menerima gaya lateral tanah

Dasar perancangan struktur pilar adalah sebagai berikut :

1. Menghitung besarnya beban yang diterima oleh pilar
2. Menentukan bentuk penampang dan dimensi rencana pilar serta mutu beton yang digunakan
3. Menghitung momen, gaya normal dan gaya geser yang terjadi akibat kombinasi beban -beban yang bekerja
4. Menghitung kebutuhan tulangan yang diperlukan

Gaya gaya yang diperhitungkan pada perancangan struktur pilar jembatan antara lain disebutkan sebagai Gambar 2.35 berikut:



Gambar 2.35 Gaya luar pilar jembatan

Sumber : Nakazawa, 1994

Namun semua pembebanan yang ditunjukkan pada Gambar 2.35 tidak semua digunakan pada penelitian ini. Seperti halnya tekanan air, sebab penelitian ini tidak dilalui air, melainkan diganti dengan beban tumbukan kendaraan.

Keterangan :

- a) R_1-R_7 = Reaksi balok utama (kN)
- H_w = Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (kN)
- W_c = Berat mati Pilar (kN)
- P_r = Tekanan air yang mengalir (kN)
- F = Gaya angkat ke atas (kN)

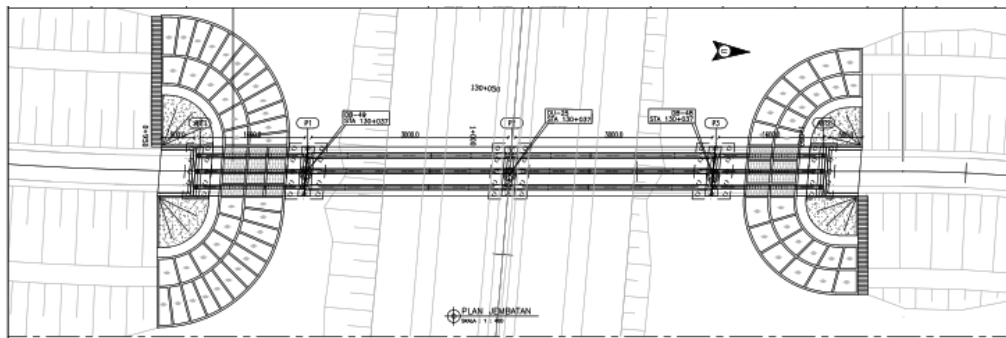
- q_1, q_2 = Reaksi tanah (kN /m²)
- b) R_d = Beban mati akibat kerja bangunan atas (kN)
- R_l = Beban hidup akibat kerja bangunan atas (kN)
- H_s = Gaya mendatar akibat penahan geser (kN)
- q_3, q_4 = Reaksi tanah (kN /m²)

BAB 3

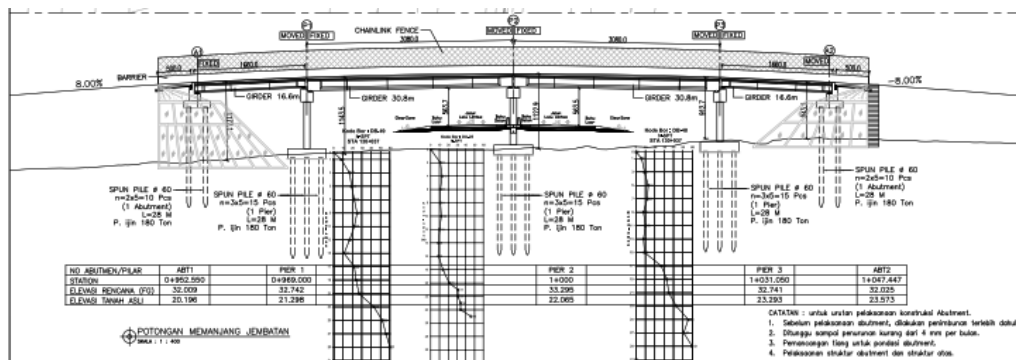
METODE PENELITIAN

3.1 Model Jembatan *Overpass*

Model jembatan yang digunakan untuk perancangan ulang adalah jembatan *overpass multispan* dengan jalur pendekat menggunakan *girder 16 m* dan Panjang bentang utama 30 m yang terbentang seperti ditunjukkan pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 berikut:



Gambar 3.1 Plan Overpass



Gambar 3.2 Potongan Memanjang Overpass

3.2 Sumber Data

Langkah yang paling Pertama dalam melakukan penyusunan Skripsi ini adalah mengumpulkan data perencanaan. Sumber data dalam penyusunan skripsi ini diperoleh dari PT. Virama Karya Sumatra (Persero) pada proyek tol Rengat Pekanbaru Seksi 4. Pada proyek tol Rengat Pekanbaru ini akan direncanakan 6 jembatan *mainroad* dan 18 jembatan *overpass* yang salah satu *overpass* digunakan sebagai data dalam Penulisan Skripsi ini, Yaitu jembatan *overpass* STA 130+037.

3.3 Data Awal

Data awal dalam perencanaan ulang jembatan adalah langkah yang diambil dengan mencari data-data yang diperlukan dalam perancangan jembatan *overpass*. Data awal akan digunakan sebagai parameter bagian – bagian yang akan dirancang ulang sehingga akan menghasilkan rancangan yang sesuai antara Eksisting yang telah ada dengan Jembatan *Overpass* yang dirancang ulang.

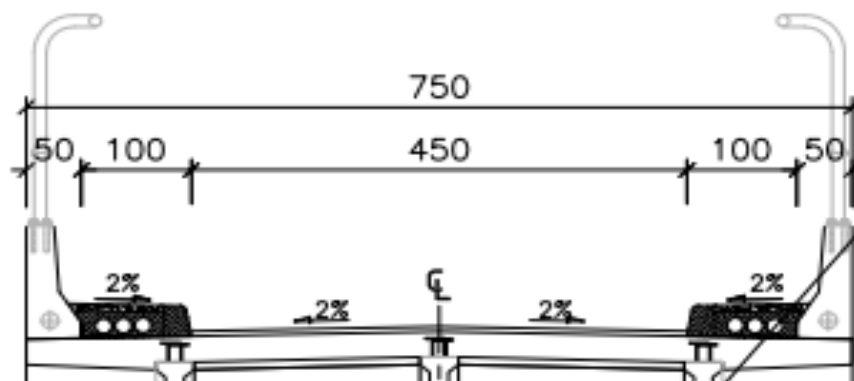
3.3.1 Data Teknis Jembatan *overpass*

Data Teknis Jembatan *overpass* adalah data primer yang tersedia pada *eksisting* jalan dan juga desain bangunan - bangunan yang akan di desain.

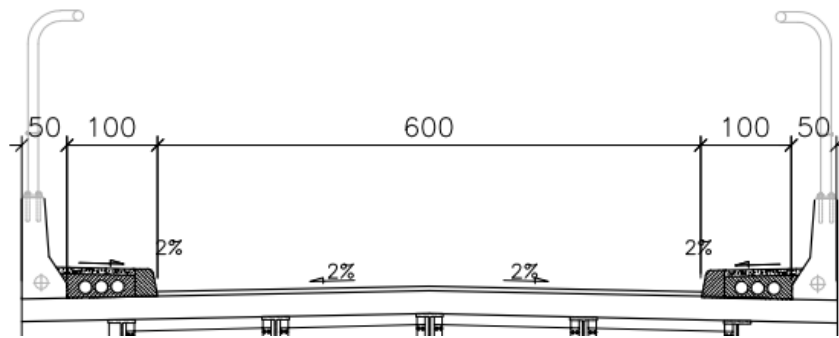
3.3.1.1 Data Teknis lantai kendaraan

- Nama Jembatan : Jembatan *overpass* Bandar Sei Kijang 5
 Fungsi Jembatan : Penyeberangan Jalan Lokal Kelas B
 Panjang Bentang : ±92 m
 Pembentangan : 16 m (*Girder* Baja Komposit) + 30 m (*Girder PCI*) + 30 m (*Girder PCI*) + 16 m (*Girder* Baja Komposit)
 Lebar Jembatan : 7,5 m menjadi 9 m
 Tebal Slab : 25 cm
 Lapisan Aspal : 5 cm
 Lebar Lalu Lintas : 4,5 m 1 lajur lalu lintas menjadi 6 m 2 lajur lalu lintas
 Lebar Parapet : 0,5 m
 Lebar Trotoar : 1,0 m

Berikut ditampilkan pada Gambar 3.3 desain plat lantai sebelum desain ulang dan pada Gambar 3.4 penampang Plat lantai setelah desain ulang:



Gambar 3.3 Plat Lantai Hasil Eksisting



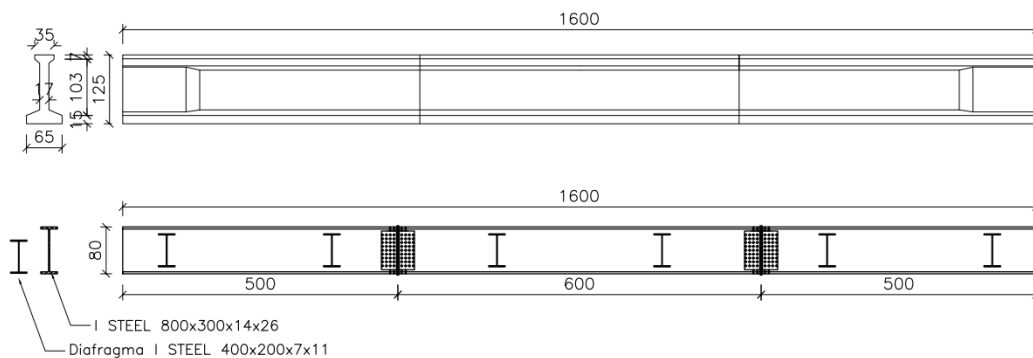
Gambar 3.4 Plat Lantai Desain ulang

3.3.1.2 Data Teknis *Girder* Baja Komposit

Data teknis *girder* baja komposit digunakan untuk mengetahui desain rencana *girder* komposit yang akan digunakan rancangan ulang *overpass*.

Jenis Penampang	: 16 m menjadi <i>Steel Girder I</i>
<i>Girder</i> Utama	: Steel I <i>Girder</i> PCI 800 x 300
<i>Girder</i> Diafragma	: Steel I 400 x 200
Bentang Rencana	: 16 m
Lebar Jembatan	: 7,5 m menjadi 9 m
Jumlah Gelagar	: 3 gelagar menjadi 4 gelagar
Jarak Gelagar	: 2,4 m menjadi 2,2 m
Jumlah segmen	: 3 segmen
Bentang Per Segmen	: 5 m + 6 m + 5 m

Berikut ditampilkan *girder* PCI 16 m yang didesain ulang menjadi desain baja 16 m *I-Steel* 800x300x14x26 pada Gambar 3.3 berikut:

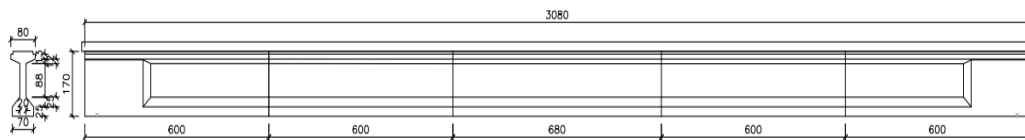
Gambar 3.5 Desain ulang *Girder* 16 m dan Eksisting

3.3.1.3 Data Teknis *Girder* PCI

Data teknis *girder* PCI digunakan untuk mengetahui desain rencana *girder* PCI yang akan digunakan rancangan ulang *overpass*.

Jenis Penampang	: <i>Girder prestressed concrete I</i>
Bentang Rencana	: 30 m
Lebar Jembatan	: 7,5 m menjadi 9m
Jumlah Gelagar	: 3 gelagar menjadi 4 gelagar
CTC Gelagar	: 2,4 m menjadi 2,2 m
Jumlah segmen	: 5 segmen
Bentang Per Segmen	: 6 m x 5

Pada Gambar 3.6 ditampilkan penampilan *girder* PCI



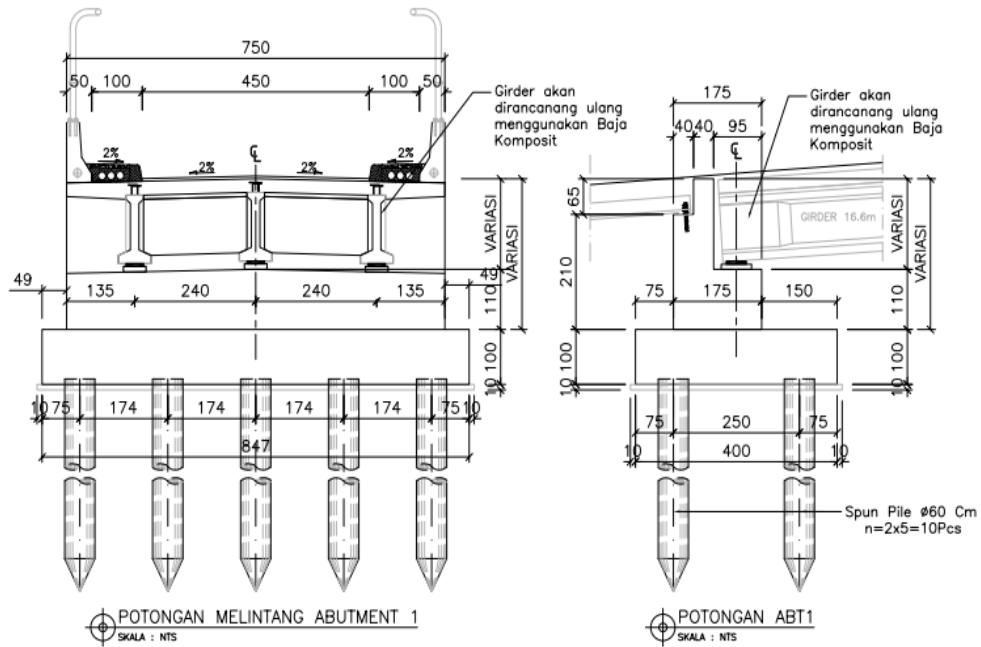
Gambar 3.7 *Girder* PCI 30 m Eksisting dan Desain ulang

3.3.1.4 Data Teknis Abutment A1 dan A2

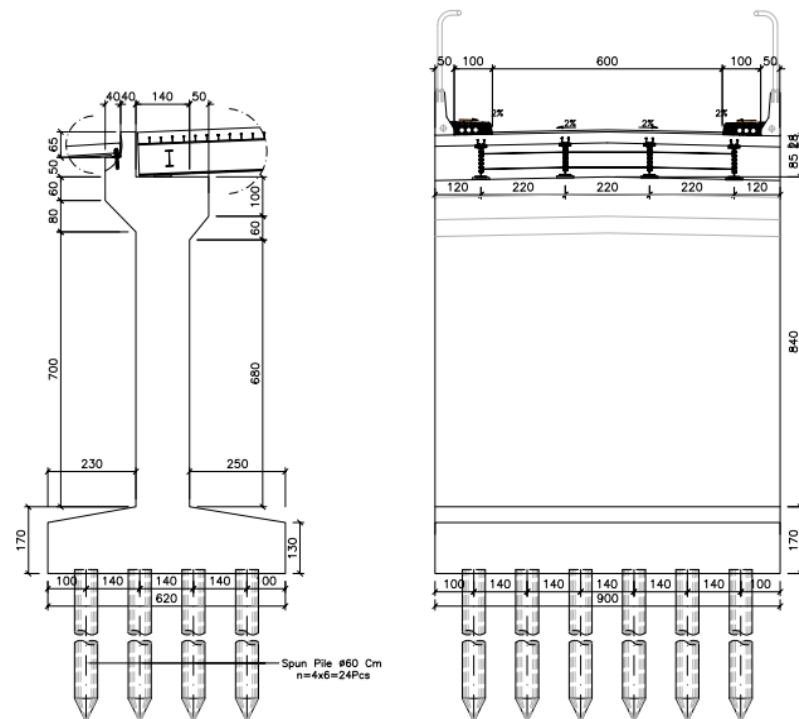
Data teknis abutment A1 dan abutment A2 digunakan untuk mengetahui desain rencana abutment yang akan digunakan rancangan ulang *overpass*.

Panjang longitudinal kolom	: 1,75 m menjadi 1,4 m
Panjang longitudinal <i>footing</i>	: 4,0 m menjadi 6,2 m
Panjang Transversal kolom	: 7,5 m menjadi 9 m
Panjang Transversal <i>footing</i>	: 8,47 m menjadi 9 m
Tinggi kolom Abutment	: 1,1 m menjadi 7,0 m
Tinggi <i>Footing</i>	: 1 m menjadi 1,7 m
<i>Skew</i> Bangunan	: 5°
Jumlah Spun Pile	: 3 x 6 (Diameter 60 cm)

Untuk mempermudah visualisasi pada Gambar 3.7 ditampilkan penampang abutment Sebelum desain ulang dan pada Gambar 3.8 ditampilkan penampang abutment setelah desain ulang:



Gambar 3.7 Dimensi Abutment A1 dan A2 (Eksisting)



Gambar 3.8 Dimensi Abutment A1 dan A2 (Desain ulang)

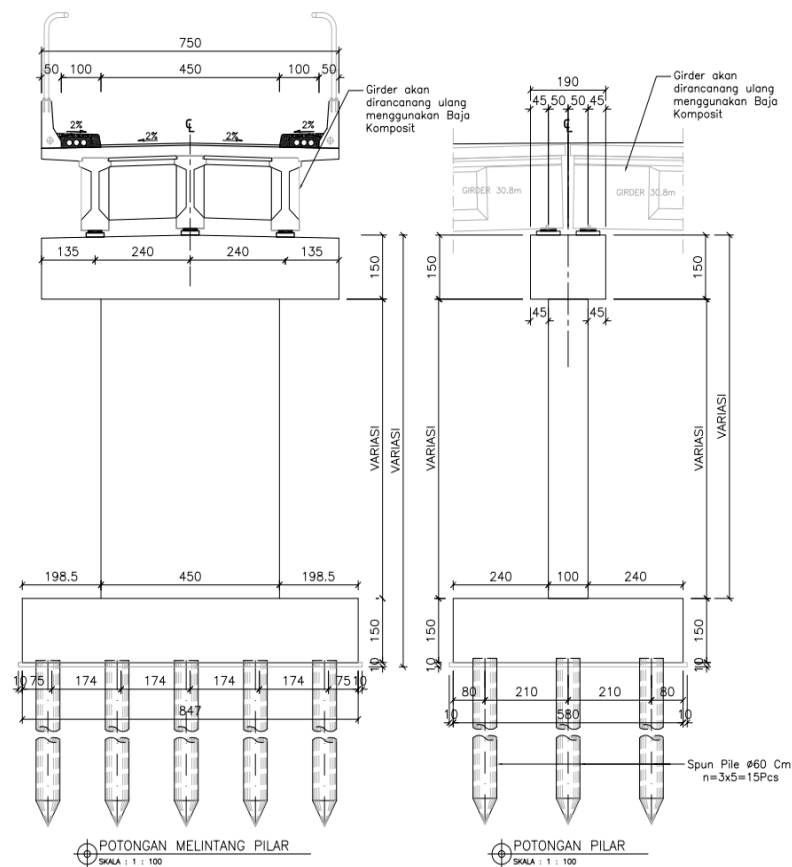
3.3.1.5 Data Teknis Pilar P1, P2 dan P3

Data teknis Pilar P1, Pilar P2 dan Pilar P3 digunakan untuk mengetahui desain rencana Pilar yang akan digunakan rancangan ulang *overpass*.

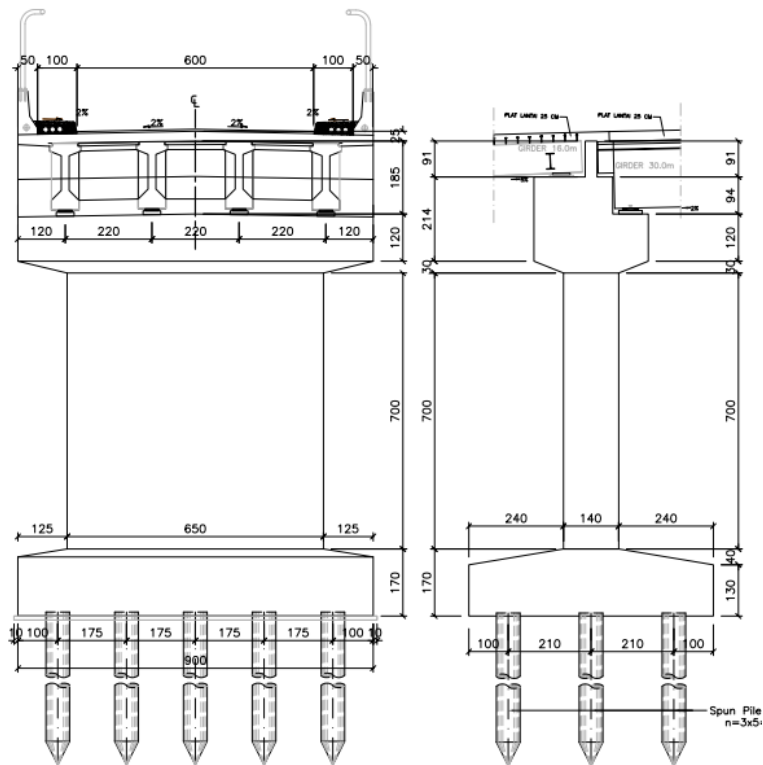
Panjang longitudinal kolom : 1,4 m

- Panjang longitudinal *footing* : 6,2 m
 Panjang Transversal kolom : 4,5 m menjadi 6,5
 Panjang Transversal *footing* : 8,47 m menjadi 9 m
 Tinggi *Head* Pilar : Menyesuaikan *Girder*
 Tinggi kolom Pilar P1 : 7 m (tinggi kolom dapat berubah menyesuaikan dengan *Girder*)
 Tinggi kolom Pilar P2 : 7 m (tinggi kolom dapat berubah menyesuaikan dengan *Girder*)
 Tinggi kolom pilar P3 : 7 m(tinggi kolom dapat berubah menyesuaikan dengan *Girder*)
 Tinggi Footing : 1,7 m
 Skew Bangunan : 5°

Design lebih rinci dapat dilihat pada Gambar 3.9 untuk desain Pilar sebelum desain ulang dan pada Gambar 3.10 merupakan desain pilar setelah desain ulang:



Gambar 3.9 Dimensi Pilar (Eksisting)



Gambar 3.10 Dimensi Pilar (Desain ulang)

3.3.2 Data Spesifikasi Bahan Struktur

a) Spesifikasi Beton

Mutu Beton F_c' : bervariasi setiap bangunan

Modulus Elastis : 23453 MPa

Angka Poison : 0,2

Koefisien muai Panjang : 0,00001

b) Baja Tulangan

Mutu Tulangan Baja f_y : 520 MPa menjadi 420 MPa

Modulus Elastis : 210000 MPa

c) Berat Jenis

Berat Beton Bertulang : 25 kNm³

Berat Beton : 22 kNm³

Berat Aspal : 22 kNm³

Berat Baja : 78,5 kNm³

Berat Jenis Air : 9,8 kNm³

3.4 Metode Pengolahan Data

Metode pengolahan data adalah langkah-langkah yang digunakan untuk menyusun/merancang struktur jembatan yang dikerjakan pada penyusunan skripsi ini, mulai dari studi literatur hingga melakukan desain akhir jembatan *overpass*.

3.4.1 Studi Literatur

Studi literatur adalah langkah yang dilakukan dengan mengumpulkan dasar-dasar pemahaman tentang konsep beban, struktur atas jembatan, struktur bawah jembatan yang bertujuan untuk menganalisis langkah-langkah yang akan digunakan dan memberikan pembatasan sesuai dengan SNI.

3.4.2 Pengumpulan Data

Dalam menunjang perancangan struktur jembatan ini diperlukan data-data berupa:

- 1) Data Teknis
- 2) Data spesifikasi bahan

3.4.3 Pembentangan jembatan dan *Basic Design*

Pembentangan jembatan adalah langkah yang digunakan untuk menentukan plan dan profil struktur secara mentah, yang dilakukan dengan guna mengetahui beberapa dimensi struktur yang diperlukan dalam perancangan struktur.

3.4.4 Pembebanan

Pada Langkah ini dilakukan dengan menghitung beban struktur jembatan sesuai dengan SNI 1726-2016. Beban yang dihitung antara lain beban mati, Beban hidup dan Beban lingkungan, yang kemudian dilakukan kombinasi beban umum dalam batas layan dan ultimit. Pembebanan akan dihitung menggunakan Microsoft Excel 2016 hingga mendapatkan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1726-2016

3.4.5 Perancangan Struktur Atas

Perancangan struktur atas adalah perancangan yang dilakukan dengan guna mengetahui dimensi slab, trotoar, parapet, gelagar, diafragma yang digunakan serta mengetahui susunan penulangan yang akan digunakan pada struktur atas tersebut. Pada perancangan struktur atas ini menggunakan Microsoft Excel 2016 untuk mengolah data yang tersedia.

3.4.6 Perancangan Struktur Bawah

Perancangan struktur bawah adalah perancangan yang dilakukan dengan guna mengetahui dimensi abutment dan Pilar pada jembatan beserta susunan penulangan *head* abutment/*head* pilar, kolom abutment/kolom pilar dan footing abutment/footing pilar jembatan. Pada perancangan struktur bawah ini akan menggunakan Microsoft Excel 2016 untuk mengolah data yang tersedia.

3.4.7 Gambar Design

Gambar desain adalah langkah terakhir dalam penyusunan rancangan tergambar detail dalam desain Struktur yang dirancang.

3.5 Desain Perbandingan Desain Eksisting dengan Desain ulang

Desain Eksisting adalah desain awal yang disediakan untuk digunakan sebagai tolak ukur pembangunan. Sedangkan hasil desain ulang adalah hasil gambar yang digunakan pada penelitian ini sebagaimana sesuai dengan prinsip desain perancangan jembatan. Untuk mempermudah membandingkan hasil Desain eksisting dengan Hasil desain ulang maka ditunjukkan pada Tabel 3.1 berikut:

Tabel 3.1 Hasil Desain Eksisting dan Hasil Redesain

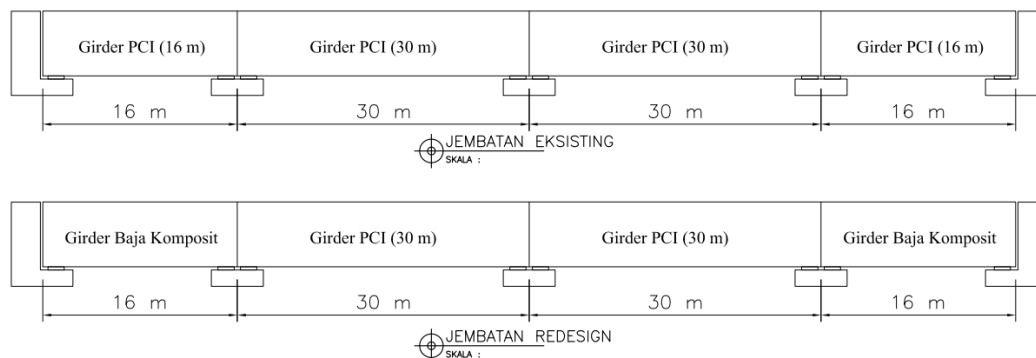
No	Eksisting	Desain ulang
1	Jembatan yang digunakan pada eksisting ini merupakan <i>multispan</i> dengan pembagian <i>girder</i> PCI 16 m + <i>girder</i> PCI 30 m + <i>girder</i> PCI 30 m + <i>girder</i> PCI 16 m. maka untuk mempermudah visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.11 berikut:	Hasil desain ulang yang telah dirancang sesuai dengan peraturan desain dengan menggunakan desain <i>multispan</i> dengan pembagian <i>girder</i> Baja 16 m + <i>girder</i> PCI 30 m + <i>girder</i> PCI 30 m + <i>girder</i> Baja 16 m. maka untuk mempermudah visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.11 berikut:
2	Lebar Jembatan yang awalnya menggunakan 1 lajur dengan lebar jalan 4,5 m. dengan lebar Keseluruhan 1 m trotoar - 4,5 jalan -1m trotoar visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.12 berikut :	Lebar jalan pada hasil yang di desain ulang mengacu pada peraturan bina marga untuk kelas jalan B dengan menggunakan Lebar jalan 6 m. lebar keseluruhannya adalah 1 m trotoar – 6 m jalan dan 1 m trotoar. visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.12 berikut:

Dilanjutkan.....!

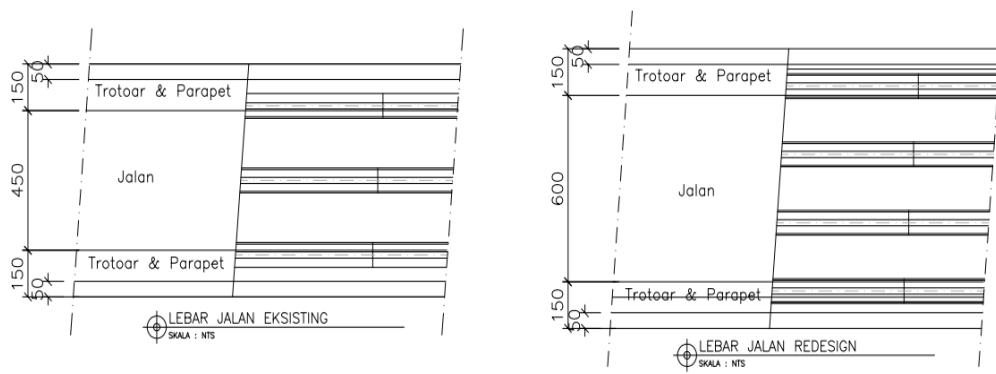
Tabel 3.1 Hasil Design Eksisting dan Hasil Desain ulang (Lanjutan)

No	Eksisting	Desain ulang
3	Pada jembatan eksisting yang awalnya menggunakan lebar jalan 4,5 m menggunakan <i>girder PCI</i> dengan jarak antar <i>girder</i> 2,4 m berjumlah 3 <i>girder</i> untuk jembatan 16 m maupun 30 m. visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.13 berikut:	Untuk jembatan yang di desain ulang karena penambahan lebar jalan menjadi 6 m. Jarak <i>girder</i> disesuaikan menjadi 2,2 m dengan jumlah 4 <i>girder</i> untuk jembatan baja maupun PCI. visualisasi ditunjukkan pada Gambar 3.13 berikut:
4	Jalan eksisting dapat disimpulkan dengan lebar jalan 4,5m dengan dengan pembagian <i>girder PCI</i> 16 m + <i>girder PCI</i> 30 m + <i>girder PCI</i> 30 m + <i>girder PCI</i> 16 m.	Untuk Hasil <i>Desain ulang</i> disimpulkan menjadi: a) Desain ulang tahap 1 (RDT 1), Baja Komposit 16 m dengan Lebar jalan 6 m b) Desain ulang tahap 2 (RDT 2), <i>girder PCI</i> 30 m dengan lebar jalan 6 m dilakukan penyesuaian desain.

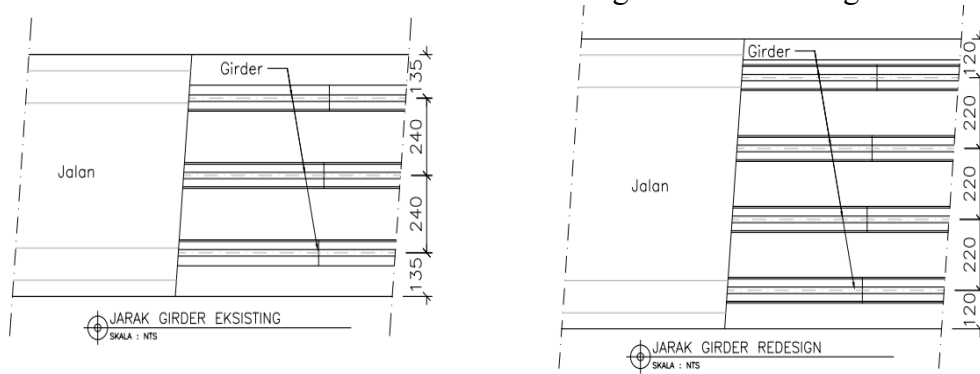
Berikut disediakan beberapa Gambar Perbandingan hasil Jembatan Eksisting dan Hasil Desain ulang yang digunakan pada penelitian ini:



Gambar 3.11 Jembatan Eksisting dan Jembatan Desain ulang



Gambar 3.12 Lebar Jembatan Eksisting dan Desain ulang

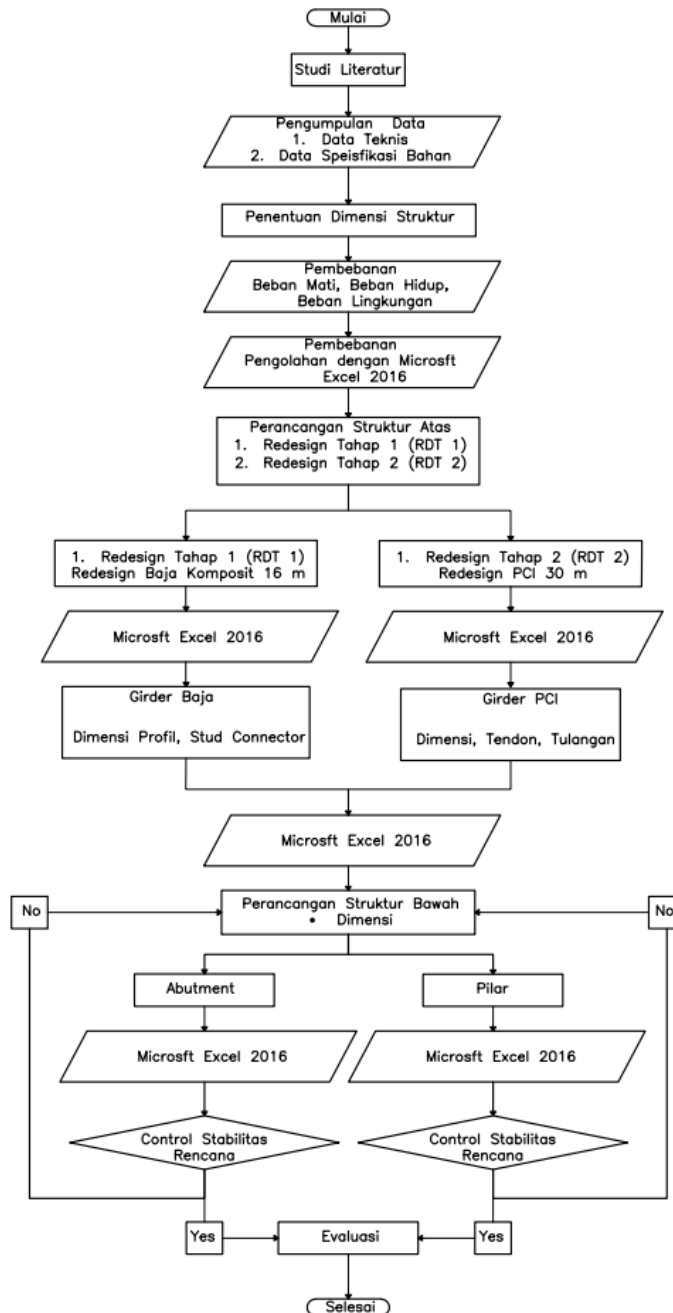


Gambar 3.13 Jarak Girder Eksisting dan Desain ulang

3.6 Flow Chart

Flow chart adalah sebuah diagram yang memperlihatkan cara kerja/proses dalam bentuk simbol grafis untuk penyusunan skripsi ini, dari awal hingga hasil akhir.

Flow chart ditampilkan pada Gambar 3.14 berikut:



Gambar 3.14 *Flow Chart* Perencanaan

BAB 4

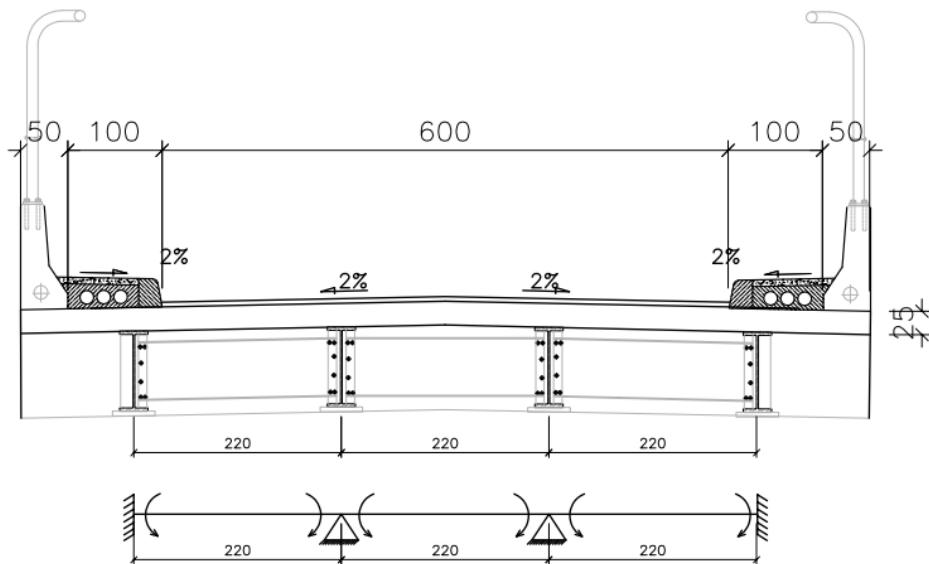
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Bangunan Sekunder.

Perencanaan Struktur bangunan Sekunder merupakan salah satu perencanaan bangunan atas yang meliputi Desain Plat Lantai, Trotoar dan Parapet.

4.1.1 Data Geometris Jembatan

Data geometris ditunjukkan pada Gambar 4.1 berikut:



Gambar 4.1 Penampang Plat Lantai

Fungsi Jembatan	:	Penyeberangan Jalan Kelas B (70% beban standar)
Panjang Jembatan	:	16 m (RDT1) dan 30 m (RDT2)
Lebar Jembatan	:	$b_t = 900 \text{ cm} = 9,00 \text{ m}$
Tebal Slab	:	$t_s = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$
Lapisan Aspal	:	$t_a = 5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$
Genangan Air	:	$t_h = 5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$
Jarak Gelagar	:	$S = 220 \text{ cm} = 2,20 \text{ m}$
Lebar Lalu Lintas	:	$2b_l = 600 \text{ cm} = 6,00 \text{ m}$
Lebar Trotoar	:	$b_3 = 100 \text{ cm} = 1,00 \text{ m}$
Lebar Parapet	:	$b_4 = 50 \text{ cm} = 0,50 \text{ m}$
Panjang RDT1 16 m	:	$L_1 = 1600 \text{ cm} = 16,00 \text{ m}$
Panjang RDT2 30 m	:	$L_2 = 3000 \text{ cm} = 30,00 \text{ m}$

4.1.2 Data Material

Data Material pada perancangan slab lantai adalah sebagai berikut:

a) Beton

Mutu Beton f_c'	= K-300
Kuat Tekan Beton	= 24,9 Mpa
Modulus Elastis	= 23453 MPa
Angka <i>Poison</i>	= 0,2
Koefisien muai Panjang	= 0,00001

b) Baja Tulangan

Mutu Tulangan Baja f_y	= 420 MPa
Modulus Elastis	= 210000 MPa

c) Berat Jenis

Berat Beton Bertulang	: W_c	= 25,0 kN/m ³
Berat Beton	: W'_c	= 22,0 kN/m ³
Berat Aspal	: W_a	= 22,0 kN/m ³
Berat Baja	: W_s	= 78,5 kN/m ³
Berat Jenis Air	: W_w	= 9,80 kN/m ³

4.1.3 Perancangan Plat Lantai

Analisa ini ditinjau pada plat lantai pada arah memanjang jembatan sepanjang $\ell = 1$ m. dan pada Analisa struktur pada plat lantai hanya dihitung dengan beban-beban yang timbul pada plat lantai kendaraan saja.

4.1.3.1 Analisa Struktur Plat Lantai

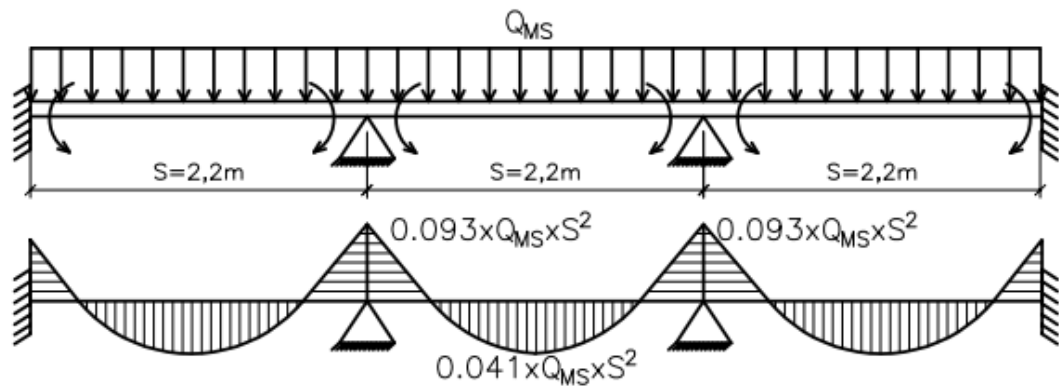
1. Berat Sendiri (MS)

Faktor Beban

Kondisi Layan	: K_{SMS}	: 1,0
Kondisi <i>Ultimate</i>	: K_{UMS}	: 1,3

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri } (Q_{MS}) &= t_s \times W_c \times \ell \\ &= 0,25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} = 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dengan pembebanan merata diolah menggunakan SAP 2000 dan pembebanannya digambarkan seperti Gambar 4.2 berikut:



Gambar 4.2 Berat Sendiri Struktur (MS)

Momen Tumpuan Maksimum

$$M_{MST} = (0,093) \times 6,25 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \times (2,20\text{m})^2 = 2,653 \text{ kNm (SAP2000)}$$

Momen Lapangan Maksimum

$$M_{MSL} = (0,041) \times 6,25 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \times (2,20\text{m})^2 = 1,167 \text{ kNm (SAP2000)}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Faktor Beban

Kondisi Layan : K_{STT} : 1,0

Kondisi *Ultimate* : K_{UTT} : 2,0

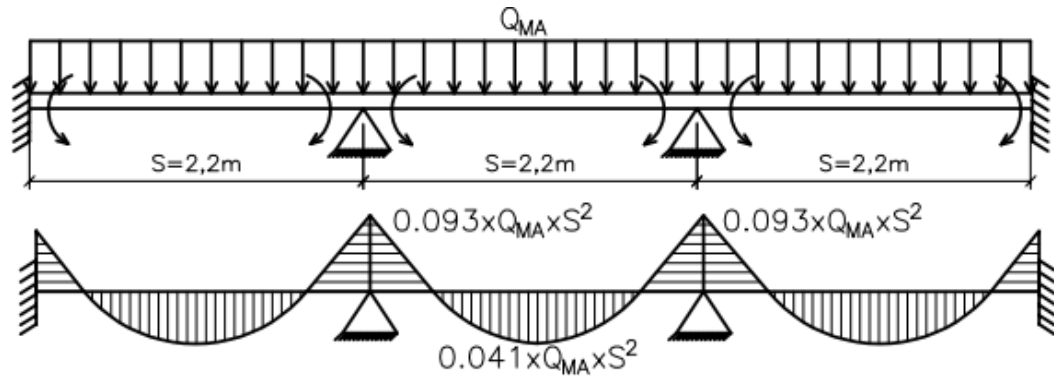
$$\begin{aligned} \text{Berat Lapisan Aspal} &= t_a \times W'_c \times \ell \\ &= 0,05\text{m} \times 22,0 \text{ kN/m}^3 \times 1\text{m} = 1,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Air Hujan} &= t_h \times W_w \times \ell \\ &= 0,05\text{m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 1\text{m} = 0,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Mati tambahan (Q_{MA}) = Beban aspal + Air Hujan

$$\begin{aligned} &= 1,1 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m} \\ &= 1,590 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dengan pembebanan diolah menggunakan SAP 2000 dan pembebanannya digambarkan seperti Gambar 4.3 berikut:



Gambar 4.3 Beban mati tambahan (MA)

Momen Tumpuan Maksimum

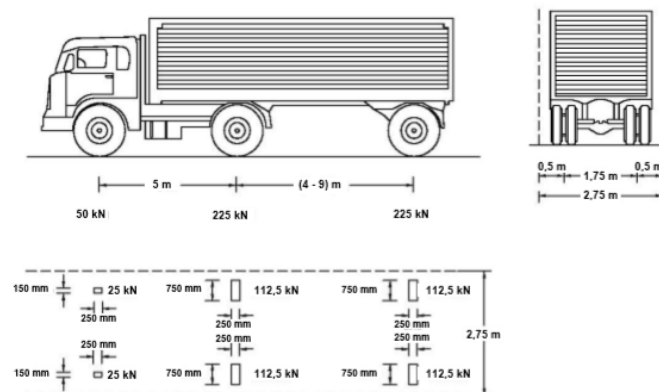
$$M_{MAT} = (0,093) \times 1,59 \left(\frac{kN}{m} \right) \times (2,20m)^2 = 0,773 \text{ kNm (SAP2000)}$$

Momen Lapangan Maksimum

$$M_{MAL} = (0,041) \times 1,59 \left(\frac{kN}{m} \right) \times (2,20m)^2 = 0,340 \text{ kNm (SAP2000)}$$

3. Beban Truk (TT)

Beban Truk (TT) ditunjukkan pada Gambar 4.4 berikut:



Gambar 4.4 Pembebanan Truk "T"

Sumber: SNI 1725-2016

Pada Gambar 4.4 dijelaskan berat total truk adalah 550 kN, pada beban gandar depan adalah 50 kN dengan berat masing-masing roda adalah 25 kN. Sedangkan pada beban gandar tengah dan belakang adalah 225 kN dengan berat roda masing masing adalah 112,5 kN. Untuk menghitung beban roda truk dikalikan dengan faktor pembesaran beban dinamis sebesar $1+FBD$, Maka Faktor beban dinamis $FBD = 30\% = 0,30$ dan pembebanan digunakan 70% beban standar

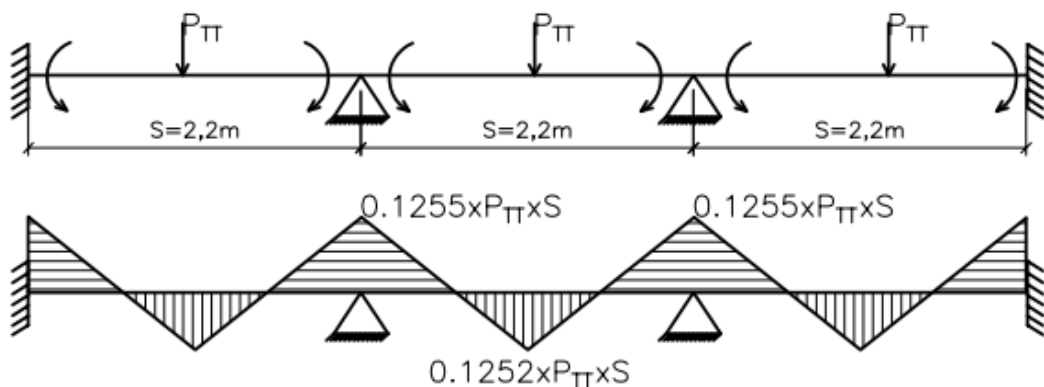
a) Beban truk depan

$$\begin{aligned} \text{Beban 1 roda } P_1 &= 25 \text{ kN} \\ \text{Beban roda depan truk } P_{T1} &= (1+FBD) \times P_1 \times 70\% \\ &= (1+0,30) \times 25\text{kN} \times 70\% = 22,750 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Beban tengah dan belakang

$$\begin{aligned} \text{Beban 1 roda } P_2 &= 112,5 \text{ kN} \\ \text{Beban roda belakang } P_{TT}/P_{T2} &= (1+FBD) \times P_2 \times 70\% \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \text{ kN} \times 70\% = 102,375 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan pembebanan diolah menggunakan SAP 2000 dan pembebanannya digambarkan seperti Gambar 4.5 berikut:



Gambar 4.5: Pembebanan Truk (TT)

Momen Tumpuan Maksimum

$$M_{TTT} = (0,1255) \times 102,375 \text{ kN} \times 2,2 \text{ m} = 28,285 \text{ kNm (SAP2000)}$$

Momen Lapangan Maksimum

$$M_{MAL} = (0,1252) \times 102,375 \text{ kN} \times 2,2 \text{ m} = 28,219 \text{ kNm (SAP2000)}$$

4. Pengaruh Temperatur

Faktor beban

Kondisi Layan : 1,0

Kondisi *Ultimate* : 1,2

Temperatur rata-rata minimum T_{min} : 15°C

Temperatur rata-rata maksimum T_{max} : 40°C

Selisih Temperatur ΔT : 25°C

Koefisien muai Panjang beton α = $0,00001/^{\circ}\text{C}$

Modulus elastis beton E_c = 23452953 kPa

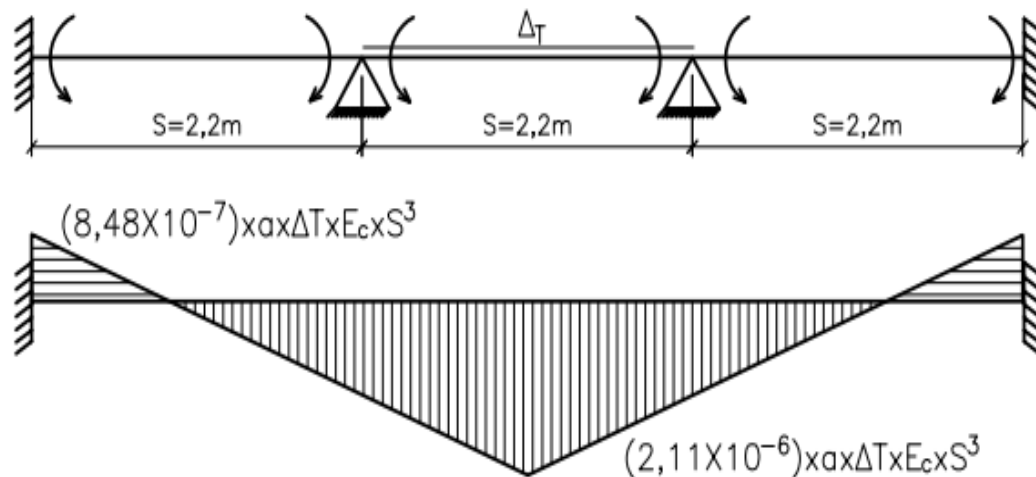
Kondisi Temperatur pada Jembatan dapat ditentukan sesuai dengan pada Tabel 4.1 berikut:

Tabel 4.1 Temperatur jembatan rata-rata normal

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton diatas gelagar atau boks beton	15°C	40°C
Lantai beton diatas gelagar boks atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai beton baja diatas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	45°C

Sumber : SNI 1725-2016

Dengan pembebanan diolah menggunakan SAP 2000 dan pembebanannya digambarkan seperti Gambar 4.6 berikut:



Gambar 4.6 Pembebanan temperatur (ET)

Persamaan momen pada Temperatur adalah sebagai berikut:

$$M = k \alpha \Delta T E_c S^3$$

Momen tumpuan maksimum

$$M_{ETT} = (8,48 \times 10^{-7}) \times 0,00001 / ^\circ C \times 23452953 \text{ KPa} \times (2,2\text{m})^3$$

$$M_{ETT} = 0,053 \text{ kNm}$$

Momen Lapangan Maksimum

$$M_{ETL} = (2,11 \times 10^{-6}) \times 0,00001 / ^\circ C \times 23452953 \text{ KPa} \times (2,2\text{m})^3$$

$$M_{ETL} = 0,132 \text{ kNm}$$

4.1.3.2 Rekapitulasi Momen Plat Lantai Kendaraan

Rekapitulasi ini direncanakan per 1m yang hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut:

Tabel 4.2 Rekapitulasi momen

No.	Jenis Beban	$M_{lapangan}$ (kN.m')	$M_{tumpuan}$ (kN.m')
1	Sendiri (K_{MS})	1,167	2,653
2	Mati Tambahan (K_{MA})	0,340	0,773
3	Truk (K_{TT})	28,219	28,285
4	Temperatur (K_{ET})	0,132	0,053

4.1.3.3 Kombinasi Pembebanan Plat Lantai

1. Kombinasi 1 – Momen Lapangan

MS lapangan Kondisi *Layan* (kN.m)

$$MS_{Lapangan} = \text{Momen Lapangan} \times \text{Faktor beban layan}$$

MS lapangan Kondisi *Ultimate* (kN.m)

$$MS_{Lapangan} = \text{Momen Lapangan} \times \text{Faktor beban ultimate}$$

Hasil Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.3 berikut:

Tabel 4.3 Kombinasi 1 Momen lapangan

Jenis beban	Kondisi <i>layan</i> M_S Lapangan (kN.m')	Kondisi <i>Ultimate</i> M_U Lapangan (kN.m')
Berat Sendiri	1,167	1,517
Berat Mati Sendiri	0,340	0,680
Beban Truk	28,219	50,794
Pengaruh temperatur	0,132	0,132
Total	29,858	53,123

2. Kombinasi 1 – Momen Tumpuan

MS lapangan Kondisi *Layan* (kN.m)

$$MS_{Lapangan} = \text{Momen Tumpuan} \times \text{Faktor beban layan}$$

MS lapangan Kondisi *Ultimate* (kN.m)

$$MS_{Lapangan} = \text{Momen Tumpuan} \times \text{Faktor beban ultimate}$$

Hasil Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut:

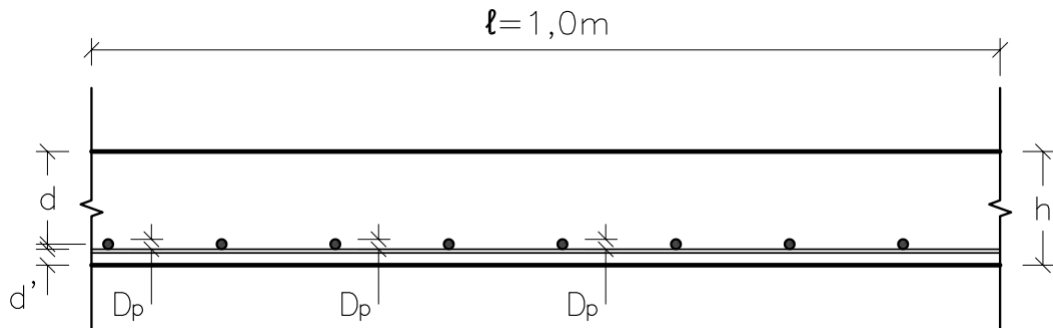
Tabel 4.4 Kombinasi 1 Momen tumpuan

Jenis beban	Kondisi <i>layan</i> M_S Tumpuan (kN.m')	Kondisi <i>Ultimate</i> M_U Tumpuan (kN.m')
Berat Sendiri	2,653	3,449
Berat Mati Sendiri	0,773	1,546
Beban Truk	28,285	50,913
Pengaruh temperatur	0,053	0,053
Total	31,764	55,961

Dari data perhitungan kombinasi momen maka dicari nilai yang terbesar yaitu pada menggunakan Kombinasi 1 lapangan dan kombinasi 1 Tumpuan.

4.1.3.4 Rencana Penulangan Plat Lantai Kendaraan

Perencanaan berdasarkan Beban dan Kekuatan ter faktor (*PBKT*) atau kondisi ultimit. Penulangan pada plat lantai kendaraan diberi Notasi seperti ditunjukkan pada Gambar 4.7 berikut:



Gambar 4.7 Plat Lantai

1. Tulangan Lapangan

Momen Rencana	: M_U	= 53,123 kN.m
Mutu Beton	: f_c'	= 24,90 MPa
Mutu Baja	: f_y	= 420,00 MPa
Tebal Plat Lantai	: h	= 0,250 m
Tebal Selimut Beton	: d'	= 0,035 m
Diameter tulangan pokok	: D_p	= 19 mm
Tebal Efektif lantai	$d = (h - d' - D_p / 2)$	= 0,205 m
Lebar yang ditinjau	: ℓ	= 1,0 m
Faktor Reduksi lentur	: ϕ	= 0,8
Momen Nominal	: $M_n = M_u / \phi$	= (53,123 kN/m) / 0,8 = 66,404 kN.m

Tulangan Lentur

a. Perhitungan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\ell \cdot d^2} = \frac{66,404 \text{ kN.m}}{1 \text{ m} \cdot (0,205 \text{ m})^2} = 1572,430 \text{ kN.m}^2 = 1,572 \text{ MPa}$$

b. Perhitungan R_{maks}

$$\rho_b = \beta_1 \cdot (0,85) \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot (0,85) \cdot \frac{24,9 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right) = 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,0188$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$R_{maks} = (0,0188) \cdot 420 \text{ MPa} \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot (0,0188) \cdot 420 \text{ MPa}}{(0,85) \cdot 24,9 \text{ MPa}} \right)$$

$$R_{maks} = 6,448 \text{ N} \cdot \text{mm}^2 = 6448,711 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$R_{maks} > R_n$ (Terpenuhi)

c. Rasio Tulangan yang diperlukan

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_{c'}}} \right)$$

$$\rho = \frac{(0,85) \cdot 24,9 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(2) \cdot (1,572 \text{ MPa})}{(0,85) \cdot 24,9 \text{ MPa}}} \right) = 0,00389$$

d. Luas Tulangan Yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot \ell \cdot d = (0,00389) \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,204 \text{ m} = 0,8003 \text{ m}^2 = 800,291 \text{ mm}^2$$

e. Diameter Tulangan yang diperlukan, dengan mencoba jarak antar tulangan $S = 0,250 \text{ m} = 250 \text{ mm}$ dan Lebar ditinjau $\ell = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s \cdot s}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{(4) \cdot 800,291 \text{ mm}^2 \cdot 250 \text{ mm}}{(3,14) \cdot 1000 \text{ mm}}} = 16,2 \text{ mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 16,2 mm maka digunakan tulangan Diameter 19 mm.

Direncanakan Tulangan Lapangan yang dipasang adalah **D19-250**

f. Cek Luas Tulangan Terpasang

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot D_p^2 \cdot \ell}{s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot (3,14) \cdot (19 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 1133,540 \text{ mm}^2$$

Lebih besar dari tulangan perlu, Luas tulangan memenuhi

g. Cek Kekuatan Lentur Nominal

$$M_u = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot \ell \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$M_u = (0,85) \cdot 420 \text{ MPa} \cdot (0,0055) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 205 \text{ mm}^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,0055 \cdot 420 \text{ MPa}}{(0,85) \cdot 24,9 \text{ MPa}} \right)$$

$$M_u = 73985019 \text{ N} \cdot \text{mm} = 73,985 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_u = 73,985 \text{ kN} \cdot \text{m} > 66,404 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Maka Nilai Memenuhi

h. Tulangan Bagi

Tulangan Bagi dipasang pada arah memanjang jembatan dengan Nilai $A_S' = 50\% \cdot A_S$

$$A_{bg}(A_S') = (50\%) \cdot 800,291 \text{ mm}^2 = 400,145 \text{ mm}^2$$

Diameter Tulangan Bagi dengan jarak $S = 250 \text{ mm}$

$$D_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_S' \cdot S}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{(4) \cdot 400,145 \text{ mm}^2 \cdot 250 \text{ mm}}{3,14 \cdot 1000 \text{ mm}}} = 11,289 \text{ mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 11,289 mm maka digunakan tulangan Diameter 13 mm.

Diameter Tulangan Bagi Terpasang **D13-250**

2. Tulangan Tumpuan

Momen Rencana	: M_U	: 55,961 kN.m
Mutu Beton	: f_c'	: 24.9 MPa
Mutu Baja	: f_y	: 420 MPa
Tebal Plat Lantai	: h	: 0,25 m
Tebal Selimut Beton	: d'	: 0,035 m
Diameter tulangan rencana	: D_p	: 19 mm
Tebal Efektif lantai	$d = (h - d' - d_p/2)$: 0,205 m
Lebar yang ditinjau	: ℓ	: 1 m
Faktor Reduksi lentur	: ϕ	: 0,8
Momen Nominal	: $M_n = M_u / \phi$: 55,961 kN.m / 0,8 = 69,951 kN.m

Tulangan Lentur

a. Perhitungan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\ell \cdot d^2} = \frac{69,951 \text{ kN.m}}{1 \text{ m} \cdot 0,205 \text{ m}^2} = 1656,422 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 = 1,65 \text{ MPa}$$

b. Perhitungan R_{maks}

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{24,9 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right) = 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,0188$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$R_{maks} = (0,0188).420MPa \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot (0,0188).420MPa}{0,85.24,9MPa} \right)$$

$$R_{maks} = 6,448 N \cdot mm^2 = 6423,124 kN \cdot m^2$$

$$R_{maks} > R_n \text{ (Terpenuhi)}$$

- c. Rasio Tulangan yang diperlukan

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_{c'}}} \right)$$

$$\rho = \frac{(0,85) \cdot (24,9MPa)}{420MPa} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(2) \cdot 1,656MPa}{0,85 \cdot 24,9MPa}} \right) = 0,0041$$

- d. Luas Tulangan Yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot \ell \cdot d = (0,0041).1000mm \cdot 205mm = 844,933 mm^2$$

- e. Diameter Tulangan yang diperlukan, dengan mencoba jarak antar tulangan $S=0,250 m = 250 mm$ dan Lebar ditinjau $\ell = 1 m = 1000 mm$

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s \cdot s}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{(4) \cdot 844,933 mm^2 \cdot 250mm}{(3,14) \cdot 1000mm}} = 16,4 mm$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 16,4 mm maka digunakan tulangan Diameter 19 mm

Direncanakan Tulangan Lapangan yang dipasang adalah **D19-250**

- f. Cek Luas Tulangan Terpasang

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot d_t^2 \cdot \ell}{s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot (3,14) \cdot (19mm)^2 \cdot 1000mm}{250mm} = 1133,54 mm^2$$

Lebih besar dari luas tulangan perlu, luas tulangan memenuhi

- g. Cek Kekuatan Lentur Nominal

$$M_u = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot \ell \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$M_u = (0,85).420MPa \cdot (0,0055).1000mm \cdot 205mm^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,0055 \cdot 420MPa}{0,85 \cdot 24,9MPa} \right)$$

$$M_u = 73985019 N \cdot mm = 73,985 kN \cdot m$$

$$M_u = 73,985 kN \cdot m > 69,951 kNm \text{ Maka Nilai Memenuhi}$$

- h. Tulangan Bagi

Tulangan Bagi dipasang pada arah memanjang jembatan dengan Nilai $A_s' = 50\% \cdot A_s$

$$A_{bg}(A'_S) = 50\% \cdot 844,931\text{mm}^2 = 422,466\text{mm}^2$$

Diameter Tulangan Bagi dengan jarak $S = 250\text{mm}$

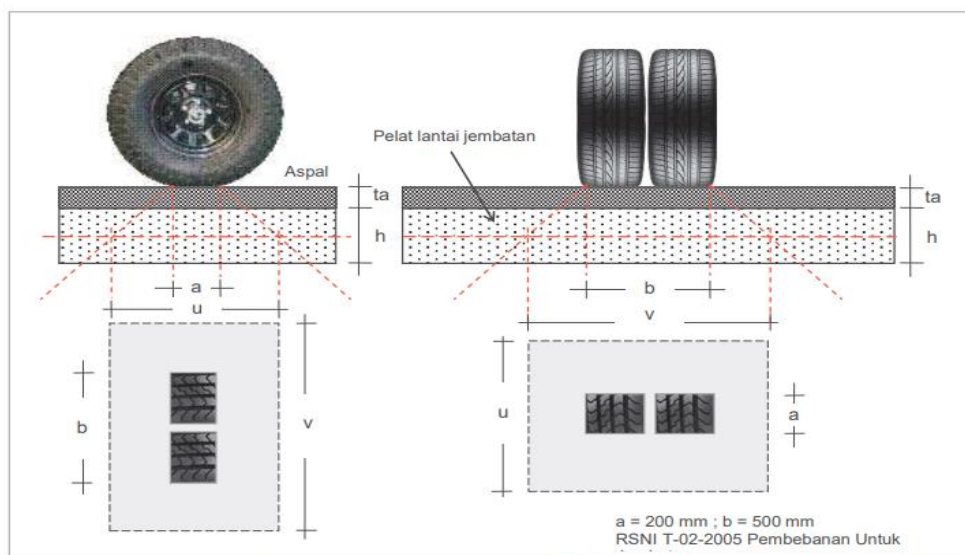
$$D_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A'_S \cdot S}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{(4) \cdot 422,466\text{mm}^2 \cdot 250\text{mm}}{3,14 \cdot 1000\text{mm}}} = 11,599\text{mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 11,599 mm maka digunakan tulangan Diameter 13 mm

Diameter Tulangan Bagi Terpasang **D13-250**

4.1.3.5 Pemeriksaan geser *Pons* Pada Plat Lantai

Pemeriksaan geser pada *pons* lantai di visualisasikan pada Gambar 4.8 berikut:



Gambar 4.8 Bidang Penyebaran tekanan Roda

Sumber: RSNI T-05-2005

$$\begin{aligned}
 a &= 200\text{ mm} &= 0,200\text{ m} \\
 b &= 500\text{ mm} &= 0,500\text{ m} \\
 t_a &= 50\text{ mm} &= 0,050\text{ m} \\
 h &= 250\text{ mm} &= 0,250\text{ m} \\
 u &= a + (2xt_a) + h \\
 &= 200\text{mm} + (2 \times 50\text{mm}) + 250\text{mm} = 550\text{mm} \\
 v &= b + (2xa) + h \\
 &= 500\text{ mm} + (2 \times 200\text{mm}) + 250\text{mm} = 850\text{mm} \\
 b' &= 2u + 2v = (2 \times 550\text{ mm}) + (2 \times 850\text{mm}) = 2800\text{ mm} \\
 d &= 204\text{ mm} \\
 A_{pons} &= b' d = 2800\text{mm} \times 204\text{mm} = 571200\text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Mutu Beton $f_c' = 24,9$ MPa

Tekanan gandar = 102,375 kN

Faktor Reduksi = 0,7

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b' d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{24,9} \text{MPa} \cdot 2800 \text{mm} \cdot 205 \text{mm} = 478540,031 = 478,540 \text{ kN}$$

Kekuatan geser terfaktor

$$V_u = \phi \cdot V_c = 0,7 \cdot 578,540 \text{ kN} = 334,978 \text{ kN}$$

Nilai V_u 334,978 kN > tekanan gandar 102,375 kN artinya plat lantai aman tanpa diberikan tulangan geser.

Sehingga tulangan pada plat lantai akan didesain dengan

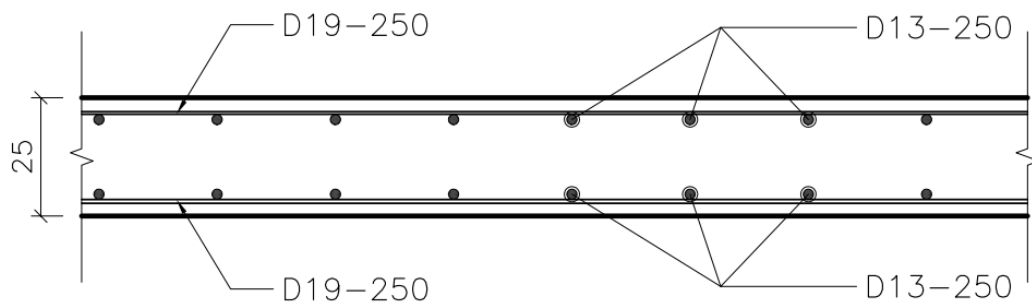
Tulangan pokok tumpuan = D19-250

Tulangan bagi tumpuan = D13-250

Tulangan pokok lapangan = D19-250

Tulangan bagi lapangan = D13-250

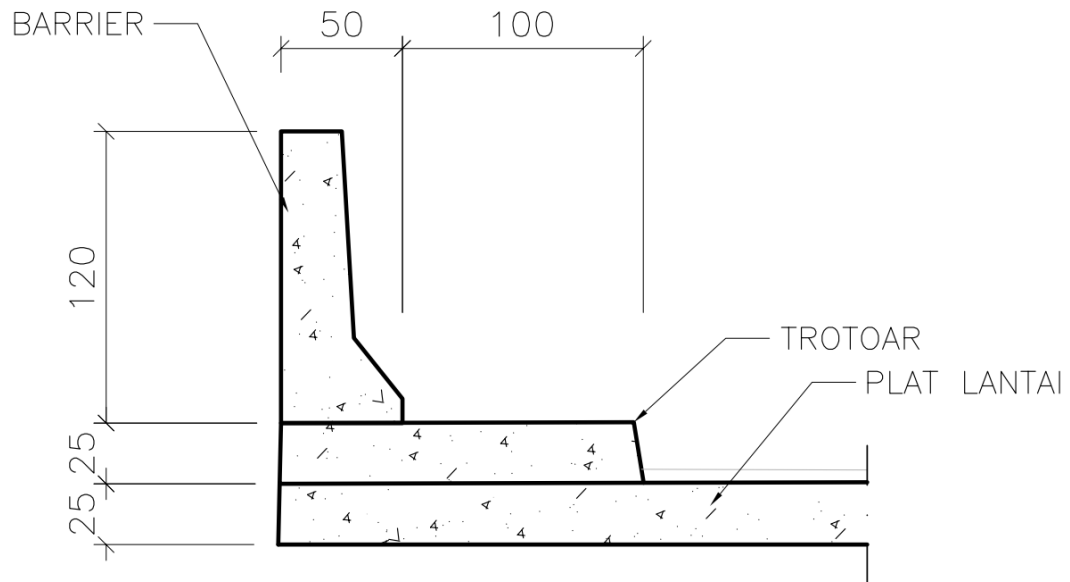
Yang hasil divisualisasikan pada Gambar 4.9 berikut:



Gambar 4.9 Rencana Tulangan Plat Lantai

4.1.4 Perancangan Trotoar

Trotoar didesain dengan dimensi yang ditunjukkan pada Gambar 4.10 berikut:



Gambar 4.10 Penampang trotoar dan parapet pada overpass

1. Beban Mati Sendiri (M_s)

a. Berat sendiri trotoar (P_1)

Tinggi Trotoar (h) = 0,25 m

Lebar Trotoar (b) = 1,5 m

Panjang Trotoar (ℓ_t) = 1 m

Lengan = 0,5 m

Berat jenis beton (W_c) = 25 kN/m³

Berat sendiri trotoar

$$P_{MS1} = W_c \times b \times h \times \ell_t = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 9,375 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja

$$M_{MS1} = P_{MS1} \times 0,5 = 9,375 \text{ kN} \times 0,5 \text{ m} = 4,68 \text{ kN.m}$$

b. Berat sendiri Plat Lantai (P_2)

Tinggi Trotoar (h) = 0,25 m

Lebar Trotoar (b) = 1,5 m

Panjang Trotoar (ℓ_t) = 1 m

Lengan = 0,5 m

Berat jenis beton (W_c) = 25 kN/m³

Berat sendiri Plat lantai

$$P_{MS2} = W_c \times b \times h \times L = 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 9,375 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja

$$M_{MS2} = P_{MS2} \times 0,5 \text{ m} = 9,375 \times 0,5 = 4,68 \text{ kN.m}$$

c. Berat sendiri parapet (P_3)

$$\text{Tinggi Parapet } (h) = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Parapet } (b) = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Parapet } (\ell_p) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Volume Parapet } (V) = 0,383 \text{ m}^3 \text{ (Cek by Autocad)}$$

$$\text{Lengan} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (W_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri parapet

$$P_{MS3} = W_c \times V = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,383 \text{ m}^3 = 9,575 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja

$$M_{MS3} = P_{MS3} \times 0,25 \text{ m} = 9,575 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m} = 2,393 \text{ kN.m}$$

Momen Total

$$M_{MS} = M_{MS1} + M_{MS2} + M_{MS3} = 4,680 \text{ kN.m} + 4,680 \text{ kN.m} + 2,393 \text{ kN.m} = 11,753 \text{ kN.m}$$

2. Berat pejalan kaki (TP)

a. Berat Pejalan Kaki (H_I)

$$\text{Beban } (q) \text{ (SNI 1725-2016)} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar pelat Lantai } (b) = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pelat lantai ditinjau } (\ell_i) = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Lengan} = 0,5 \text{ m}$$

Berat sendiri pejalan kaki

$$P_{TP} = q \cdot b \cdot \ell_i = 5,00 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} = 7,5 \text{ kN}$$

$$\text{Momen } M_{TP} = P_{TP} \cdot 0,5 \text{ m} = 3,75 \text{ kN.m}$$

3. Momen Ultimate

$$\text{Faktor } ultimate \text{ berat sendiri } \gamma_{MS} = 1,3$$

$$\text{Faktor } ultimate \text{ pejalan kaki } \gamma_{TP} = 1,8$$

$$\text{Momen akibat berat sendiri } M_{MS} = 11,753 \text{ kN.m}$$

$$\text{Momen akibat berat pejalan kaki } M_{TP} = 3,750 \text{ kN.m}$$

Momen *ultimate* trotoar

$$M_u = (\gamma_{MS} \times M_{MS}) + (\gamma_{TP} \times M_{TP})$$

$$M_u = (1,3 \times 11,753 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 3,750 \text{ kN.m}) = 23,81 \text{ kN.m}$$

4. Penulangan Trotoar

Tulangan Pokok

Diameter tulangan pokok (D_p)	= 16 mm
Luas tulangan pokok (A_{lp})	= 803,84 mm ²
Diameter tulangan bagi (D_b)	= 13 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 24,9 MPa
Kuat Tarik baja (f_y)	= 420 MPa
Faktor distribusi (β_1)	= 0,85
Faktor distribusi (θ)	= 0,8
Tebal plat lantai (h)	= 250 mm
Selimit beton (S_b)	= 35 mm

- a. Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{23,81}{0,8} = 29,76 \text{ kN.m}$$

- b. Menentukan tinggi efektif trotoar (d)

$$d = h - S_b - 0,5 \cdot D_p$$

$$d = 250 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - 0,5 \cdot 13 \text{ mm} = 208,5 \text{ mm}$$

- c. Menghitung nilai R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\ell \cdot d^2} = \frac{29,76 \text{ kN.m} \cdot (10^6)}{1000 \text{ mm} \cdot 208,5 \text{ mm}^2} = 0,684 \text{ MPa}$$

- d. Faktor distribusi tegangan beton

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = (0,85) \cdot (0,85) \cdot \frac{24,9 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right) = 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = (0,75) \cdot (0,025) = 0,0188$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right)$$

$$R_{maks} = (0,0188) \cdot 420 \text{ MPa} \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot (0,0188) \cdot 420 \text{ MPa}}{(0,85) \cdot 24,9 \text{ MPa}} \right) = 6,423 \text{ MPa}$$

$$R_{maks} > R_n \text{ (Memenuhi)}$$

- e. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho = \frac{(0,85) \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{(0,85) \cdot f_{c'}}} \right)$$

$$\rho = \frac{(0,85) \cdot 24,9 \text{MPa}}{420 \text{MPa}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{(2) \cdot (0,456 \text{MPa})}{(0,85) \cdot 24,9 \text{MPa}}} \right) = 0,001099$$

Gunakan ρ_{min} karena nilai ρ terlalu kecil

- f. Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot \ell \cdot d = 0,0033 \times 1000 \text{ mm} \times 207 \text{ mm} = 695,000 \text{ mm}^2$$

- i. Diameter Tulangan yang diperlukan, dengan mencoba jarak antar tulangan $S=200$ mm dan Lebar ditinjau $b = 1500$ mm

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s \cdot s}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{(4) \cdot 695 \text{ mm}^2 \cdot 200 \text{ mm}}{3,14 \cdot 1000 \text{ mm}}} = 13,3 \text{ mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 13,3 mm maka digunakan tulangan Diameter 16 mm

Direncanakan Tulangan Lapangan yang dipasang adalah **D16-200**

- j. Cek Luas Tulangan Terpasang

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot d_t^2 \cdot \ell}{s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 1004,7 \text{ mm}^2$$

Lebih besar dari luas tulangan perlu maka luas tulangan terpasang memenuhi

- k. Cek Kekuatan Lentur Nominal

$$\rho = \frac{A_s}{\ell \cdot d} = \frac{1507 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 207 \text{ mm}} = 0,0048$$

$$M_u = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot \ell \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$M_u = 0,85 \cdot 420 \text{MPa} \cdot (0,0048) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot (207 \text{ mm})^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,0048 \cdot 420 \text{MPa}}{0,85 \cdot 24,9 \text{MPa}} \right)$$

$$M_u = 67026381 \text{ N} \cdot \text{mm} = 67,027 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 67,027 \text{ kNm} > 29,76 \text{ kNm} \text{ Maka Nilai Memenuhi}$$

- l. Tulangan Bagi

Tulangan Bagi dipasang pada arah memanjang jembatan dengan Nilai $A_s' = 50\% \cdot A_s$

$$A_{bg}(A_s') = 50\% \cdot 695,00 \text{ mm}^2 = 347,5 \text{ mm}^2$$

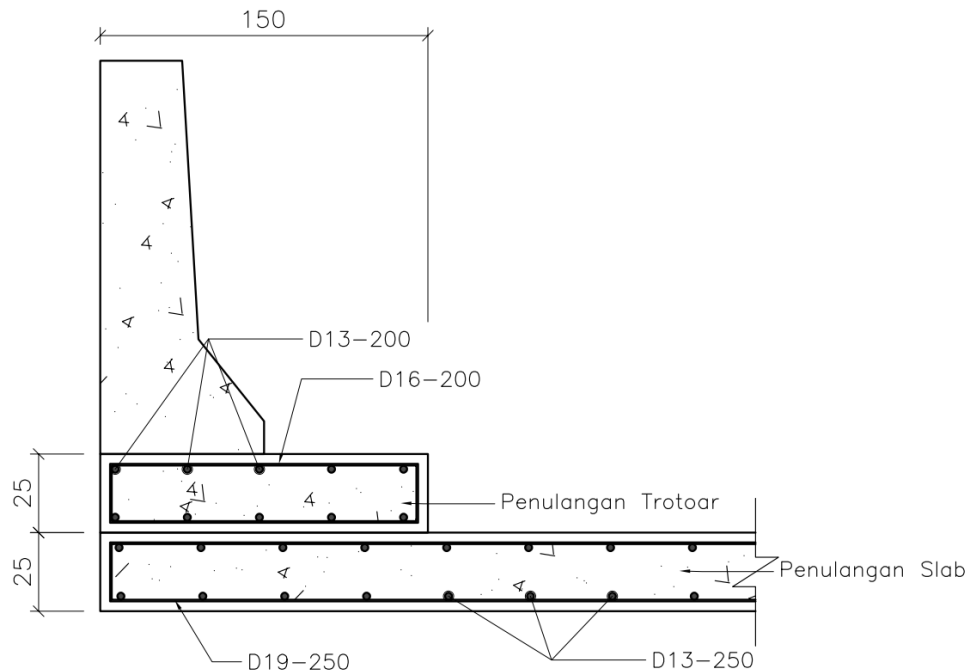
Diameter Tulangan Bagi dengan jarak $S=200$ mm

$$D_b = \sqrt{\frac{4.A_s.f_s}{\pi.l}} = \sqrt{\frac{(4).517,5\text{mm}^2.200\text{mm}}{3,14.(1000\text{mm})}} = 7,683 \text{ mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 7,683mm maka digunakan tulangan Diameter 13 mm. (Minimum tulangan ulir yang ada didesain)

Diameter Tulangan Bagi Terpasang **D13-200**

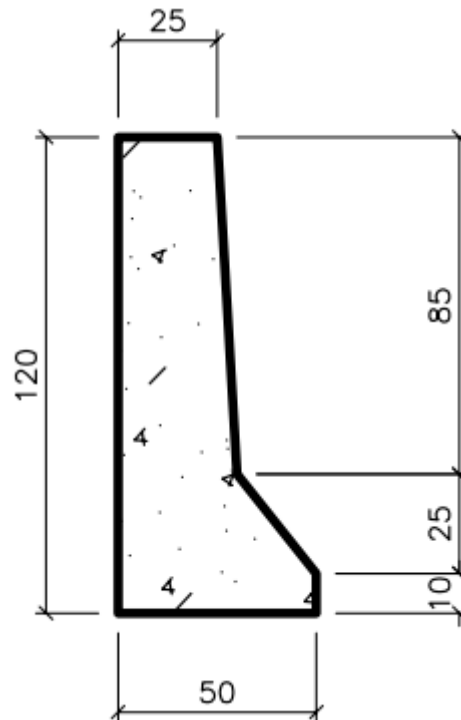
Sehingga penulangan Trotoar dapat dilihat pada Gambar 4.11 berikut:



Gambar 4.11 Penulangan Trotoar

4.1.5 Perancangan Parapet

Parapet adalah bangunan tambahan yang terletak pada struktur atas jembatan, parapet berguna untuk menahan mobil apabila terjadi masalah agar tidak keluar jalur. Berikut ditampilkan dimensi Parapet yang akan digunakan pada Gambar 4.12 berikut:



Gambar 4.12 Dimensi parapet

1. Beban mati parapet (P_I)

Tinggi parapet (h)	= 1,2 m
Lebar parapet (b)	= 0,5 m
Dan didapat luas Area (A)	= 0,383 m ² (Cek by Autocad)
Panjang parapet (L)	= 1 m
Berat jenis beton bertulang (W_c)	= 25 kN.m ³
Berat sendiri parapet $P_{MS} = (W_c) \times A \times L$	= 9,575 kN
Momen yang bekerja M_{MS}	= 3,75 kN.m

2. Beban Hidup

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan, sebagaimana fungsi *kerb* sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya menggunakan beban hidup *kerb* sebesar 15 kN/m.

3. Momen Ultimate

Faktor <i>ultimate</i> berat sendiri γ_{MS}	= 1,3
Faktor <i>ultimate</i> tumbukan γ_{TK}	= 1,8
Momen akibat berat sendiri M_{MS}	= 3,75 kN.m
Momen akibat berat tumbukan M_{TK}	= 15 kN.m

Momen ultimate trotoar

$$M_u = (y_{MS} \times M_{MS}) + (y_{TK} \times M_{TK})$$

$$M_u = (1,3 \times 3,75 \text{ kNm}) + (1,8 \times 15 \text{ kNm}) = 30,1 \text{ kN.m}$$

4. Penulangan Parapet

Tulangan Pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (D_p) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan pokok } (A_{lp}) = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan badi } (D_b) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 24,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat Tarik baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi } (\beta_1) = 0,85$$

$$\text{Faktor distribusi } (\theta) = 0,8$$

$$\text{Tebal plat lantai } (h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (S_b) = 35 \text{ mm}$$

g. Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{30,100 \text{ kN.m}}{0,8} = 37,65 \text{ kN.m}$$

h. Menentukan tinggi efektif trotoar (d)

$$d = h - S_b - 0,5 \cdot D_p$$

$$d = 250 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - 0,5 \cdot (13 \text{ mm}) = 207 \text{ mm}$$

i. Menghitung nilai R_n

$$R_n = \frac{M_n}{B \cdot d^2} = \frac{37,65 \text{ kN.m} \times (10^6)}{1000 \text{ mm} \cdot 207 \text{ mm}^2} = 0,878 \text{ MPa}$$

j. Faktor distribusi tegangan beton

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{24,9 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \cdot \left(\frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right) = 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,0188$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \right)$$

$$R_{maks} = 0,0188.420MPa \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,0188.420MPa}{0,85.24,9MPa} \right) = 6,44 MPa$$

$R_{maks} > R_n$ (Memenuhi)

k. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_{c'}}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85.24,9}{420} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.0,878}{0,85.24,9}} \right) = 0,0021$$

l. Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot \ell \cdot d = 0,0021.1000mm.207mm = 442,31 mm^2$$

m. Diameter Tulangan yang diperlukan, dengan mencoba jarak antar tulangan $S=250$ mm dan Lebar ditinjau $\ell = 1000$ mm

$$D_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s \cdot s}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{4.442,31 mm^2.250mm}{(3,14).1000mm}} = 11,9 mm$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 11,9 mm maka digunakan tulangan Diameter 13 mm

Direncanakan Tulangan Lapangan yang dipasang adalah **D13-200**

n. Cek Luas Tulangan Terpasang

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot d_t^2 \cdot \ell}{s} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot (13mm)^2 \cdot 1000mm}{250mm} = 530,66 mm^2$$

Lebih besar dari luas tulangan perlu maka luas tulangan terpasang memenuhi

o. Cek Kekuatan Lentur Nominal

$$\rho = \frac{A_s}{\ell \cdot d} = \frac{530,66mm^2}{1000mm.207mm} = 0,0025$$

$$M_u = \phi \cdot f_y \cdot \rho \cdot \ell \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} \right)$$

$$M_u = 0,85.420MPa \cdot (0,0025).1000mm \cdot (207mm)^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,0032.420MPa}{0,85.24,9MPa} \right)$$

$$M_u = 35,970 kN.m$$

$M_u = 35,970 kNm > 30,119 kNm$ Maka Nilai Memenuhi

p. Tulangan Bagi

Tulangan Bagi dipasang pada arah memanjang jembatan dengan Nilai $A_S' = 50\%.A_S$

$$A_{bg}(A_S') = 50\% \cdot 530,66 \text{ mm}^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

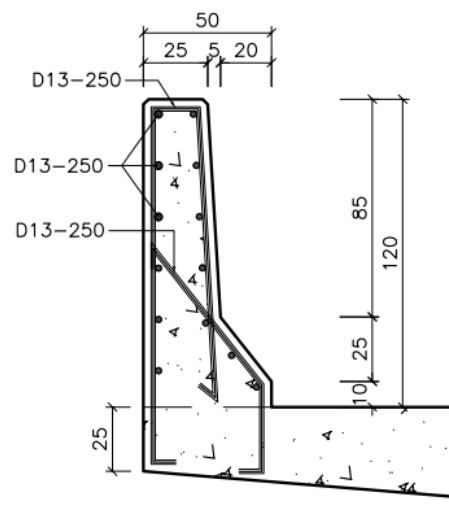
Diameter Tulangan Bagi dengan jarak $S = 250\text{mm}$

$$D_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_S' \cdot S}{\pi \cdot \ell}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 265,33 \text{ mm}^2 \cdot 250 \text{ mm}}{3,14 \cdot 1000 \text{ mm}}} = 9,192 \text{ mm}$$

Didapat Diameter tulangan perlu adalah 9,192 mm maka digunakan tulangan Diameter 13 mm

Diameter Tulangan Bagi Terpasang **D13-250**

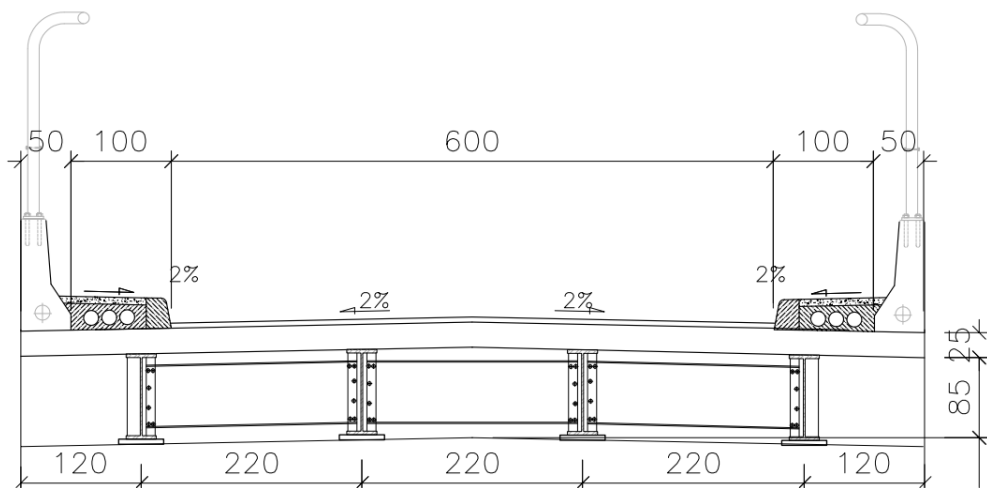
Sehingga penulangan parapet dapat dilihat pada Gambar 4.13 berikut:



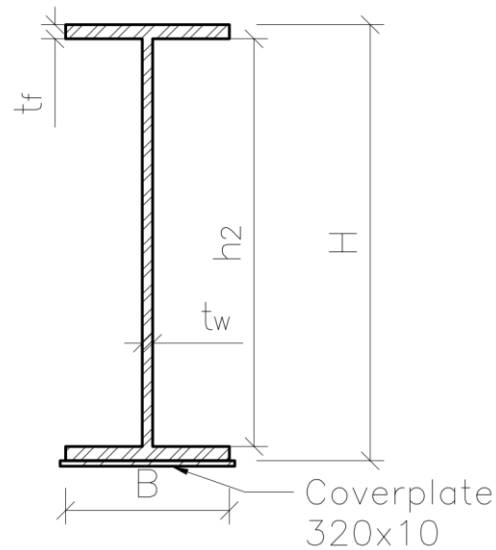
Gambar 4.13 Penulangan Parapet

4.2 Perencanaan Redesain Tahap 1 (RDT1) Steel Girder 16 m

Perencanaan redesain tahap 1 merupakan desain awal *Girder* PCI 16 m digantikan dengan *Girder* Baja komposit dengan Panjang 16 m. Yang hasil desain ditunjukkan pada Gambar 4.14, Penampang gelagar diberikan *Coverplate* pada bawah penampang baja, ditunjukkan pada Gambar 4.15 berikut



Gambar 4.14 Desain Gelagar baja komposit



Gambar 4.15 Penampang Baja

1. Data desain gelagar memanjang (Utama)

Material = Baja Profil WF

Mutu Baja = BJ41 ($f_u = 410$ MPa, dan $f_y = 250$ MPa)

Data profil WF 800 x 300 x 14 x26

H = 800 mm

B = 300 mm

$t_1 = t_w$ = 14 mm

$t_2 = t_f$ = 26 mm

$F_s = A_s$ = 167,4 cm²

$G = W$ = 210 kg/m = 2,92 kN/m

I_x = 292000 cm⁴

$$\begin{aligned}
 I_y &= 11700 \text{ cm}^4 \\
 i_x &= 33 \text{ cm} \\
 i_y &= 6,62 \text{ cm} \\
 W_x=S_x &= 7290 \text{ cm}^3 \\
 W_y=S_y &= 782 \text{ cm}^3 \\
 F_y &= 250 \text{ MPa} \\
 f_u &= 410 \text{ MPa} \\
 \text{Tinggi badan } h_2 &= 692 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Data desain gelagar Diafragma

$$\begin{aligned}
 \text{Material} &= \text{Baja Profil WF} \\
 \text{Mutu Baja} &= \text{BJ41 } (f_u = 410 \text{ MPa, dan } f_y = 250 \text{ MPa})
 \end{aligned}$$

Data profil WF 400 x 200 x 8 x 13

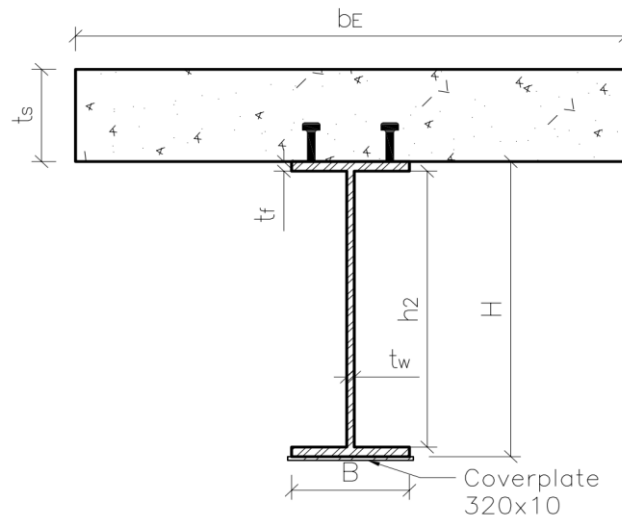
$$\begin{aligned}
 H &= 400 \text{ mm} \\
 B &= 200 \text{ mm} \\
 t_1=t_w &= 7 \text{ mm} \\
 t_2=t_f &= 11 \text{ mm} \\
 F_s=A_s &= 72,16 \text{ cm}^2 \\
 G=W &= 56,6 \text{ kg/m} = 0,57 \text{ kN/m} \\
 I_x &= 20000 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 1450 \text{ cm}^4 \\
 i_x &= 16,7 \text{ cm} \\
 i_y &= 4,48 \text{ cm} \\
 W_x/S_x &= 1010 \text{ cm}^3 \\
 W_y/S_y &= 145 \text{ cm}^3 \\
 F_y &= 250 \text{ MPa} \\
 f_u &= 410 \text{ MPa} \\
 \text{Tinggi badan } h_2 &= 322 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.2.1 Bentang Efektif

Nilai Bentang Efektif B_E di tentukan melalui memilih nilai terkecil antara:

1. $L/4 = 16 \text{ m} / 4 = 4 \text{ m}$
2. Jarak gelagar (S) = 2,2 m
3. $12*t_s = 12 \times 0,25 \text{ m} = 3 \text{ m}$

Maka bentang efektif B_E yang digunakan adalah jarak gelagar (S) yaitu 2,2 m. letak bentang efektif ditunjukkan pada Gambar 4.16 berikut:



Gambar 4.16 Bentang Efektif B_E

4.2.2 Pembebanan

4.2.2.1 Beban Mati (MS)

Beban Sendiri = $K_{MS}^U \times W = 1,1 \times 210 \text{ kg/m} = 231 \text{ kg/m} = 2,310 \text{ kN/m}$

Berat Profil Diafragma (Profil WF)

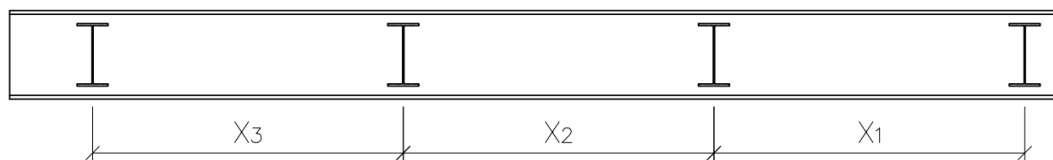
Berat profil WF diafragma $W_{FD} = 0,57 \text{ kN/m}$

Jarak gelagar (S) = 2,2 m

Berat Per titik (P) = $W_{FD} \times S = 0,57 \text{ kN/m} \times 2,2\text{m} = 1,24 \text{ kN}$

Jumlah Diafragma = 6 buah

Jarak Diafragma (X) = 3 m



Gambar 4.17 Jarak Diafragma

Momen maksimum ditengah bentang

$$M_{maks} = (0,5 \times n \times X_3 - X_3 - X_2 - X_1) \times P$$

$$M_{maks} = (0,5 \times 5 \times 9\text{m} - 9\text{m} - 6\text{m} - 3\text{m}) \times 1,24 \text{ kN}$$

$$M_{maks} = 11,21 \text{ kNm}$$

Berat Diafragma ekivalen

$$Q_{diaf} = K_{MS}^U (8 \times M/L^2) = 1,1 \times ((8 \times 11,21 \text{ kNm}) / 16\text{m}^2) = 0,385 \text{ kN/m}$$

Berat plat lantai

$$Q_{\text{plat}} = K_{\text{MS}}^u \times W^c \times t_s \times B_E$$

$$Q_{\text{plat}} = 1,3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} = 17,875 \text{ kN/m}$$

Berat bekisting

$$Q_{\text{bekisting}} = K_{\text{MSX}}^u q \times S = 1,4 \times 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 1,75 \text{ m} = 1,540 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 16 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser} = V_{\text{MS}} = \frac{1}{2} \times Q_{\text{ms}} \times L$$

$$\text{Momen} = M_{\text{MS}} = \frac{1}{8} \times Q_{\text{ms}} \times L^2$$

Beban mati total ditunjukkan pada Tabel 4.5 berikut:

Tabel 4.5 Beban Mati total (MS)

Jenis beban	Beban Q_{ms} kN/m	Geser V_{ms} kN	Momen M_{ms} kNm
Baja sendiri	2,310	18,480	72,920
Plat lantai	17,875	143,000	572,000
Bekisting	1,540	12,320	49,280
Diafragma	0,385	3,082	12,327
Total	22,110	176,882	707,527

4.2.2.2 Beban mati tambahan

Beban mati tambahan pada jembatan direncanakan jembatan mampu menahan beban Mati tambahan yang berasal dari lapisan aspal, *overlay* dan air hujan

$$\text{Lebar } (b) = 2,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) \text{ aspal} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) \text{ hujan} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Luas } (A) = b \times h$$

$$\text{Beban } Q_{\text{ms}} = A \times W \text{ (berat jenis)} \times K_u^{\text{MA}}$$

$$\text{Panjang } (L) = 16 \text{ m}$$

$$K_u^{\text{MA}} = 2$$

$$\text{Gaya geser} = V_{\text{ms}} = \frac{1}{2} \times Q_{\text{ms}} \times L$$

$$\text{Momen} = M_{\text{ms}} = \frac{1}{8} \times Q_{\text{ms}} \times L^2$$

Beban mati tambahan total ditunjukkan pada Tabel 4.6 berikut:

Tabel 4.6 Total beban Mati tambahan

Jenis beban	Luas (A) (m)	Beban Q_{MA} kN/m	Geser V_{MA} kN	Momen M_{MA} kNm
Aspal+overlay	0,110	4,840	38,720	154,880
Air Hujan	0,110	2,156	17,248	68,992
Total		6,996	55,968	223,872

4.2.2.3 Beban Lajur “D”

1. Beban Terbagi Rata (BTR)

Pada kasus ini panjang bentang $L=16$ m ($L<30$ m) maka :

$$Q = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi rata (BTR) yang membebani akan dikurangi 70 % sesuai dengan beban persyaratan pada SNI 1725-2016 untuk kelas jalan desa. Dengan tidak banyak terdapat kendaraan yang melintas pada jembatan

$$Q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

Beban (BTR) yang berada ditengah bentang

$$W_{BTR} = Q_{BTR} \times S = 9 \text{ kN/m}^2 \times 2,2\text{m} \times 70\% = 13,86 \text{ kN/m}$$

2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis terpusat dengan intensitas p kn/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan

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

karena memiliki bentang 16 m maka nilai FBD (faktor beban) adalah sebesar

$$FBD = 0,4$$

Dan jembatan merupakan kelas jalan desa maka akan terjadi pengurangan beban sebesar 70% dari BGT

Beban garis BGT di tengah gelagar

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1+FBD) \times BGT \times S \\ &= (1+0,4) \times 49 \text{ kN/m} \times 2,2 \text{ m} \\ &= 150,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} \times 70\% &= 150,92 \text{ kN} \times 70\% \\ &= 105,5644 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum

$$\begin{aligned} V_{TD} &= (0,5 \times W_{BTR} \times L) + (0,5 P_{BGT}) \\ &= (0,5 \times 13,86 \text{ kN/m} \times 16\text{m}) + (0,5 \times 105,56\text{kN}) \end{aligned}$$

$$= 163,702 \text{ kN}$$

Momen

$$\begin{aligned} M_{TD} &= (0,125 \times W_{BTR} \times L^2) + (0,25 \times P_{BGT} \times L) \\ &= (0,125 \times 13,86 \text{ kN/m} \times 16 \text{ m}^2) + (0,25 \times 105,56 \text{ kN} \times 16 \text{ m}) \\ &= 866,096 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.2.4 Beban Rem (TB)

$$\text{Jumlah lajur } (n_l) = 2 \text{ lajur}$$

$$\text{Jumlah Gelagar } (n_g) = 4 \text{ gelagar}$$

$$\text{Lebar jalan } b_l = 6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } L = 16 \text{ m}$$

$$BTR = 9 \text{ kN/m}^2$$

Beban BTR yang bekerja di semua jalur

$$P_{BTR} = Q_{BTR} \times b_l \times L = 9 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 16 \text{ m} = 864 \text{ kN}$$

Beban rem harus diambil yang terbesar dari:

25 % dari berat gandar truk desain

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

Sehingga:

$$W_t = 225 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} TB_1 &= 25\% \times \frac{n_l + W_t}{n_g} \\ &= 25\% \times \frac{2 + 225 \text{ kN}}{4} = 28,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_t = 500 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} TB_2 &= 5\% \times \frac{P_t n_l + P_{BTR}}{n_g} \\ &= 25\% \times \frac{500 \text{ kN} \times 2 + 864 \text{ kN}}{4} = 23,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai TB_1 lebih besar dari TB_2 maka gaya yang digunakan adalah 28,125 kN.

Lengan terhadap momen akibat gaya rem

$$y = 1,80 + 0,25 \text{ m} + 0,05 \text{ m} + 0,2 \text{ m} = 2,30 \text{ m}$$

Beban momen akibat gaya rem

$$M = T_{TB} \times y = 28,125 \text{ kN} \times 2,3 \text{ m} = 64,687 \text{ kNm}$$

Gaya geser dan momen maksimum

$$V_{TB} = M/L = 64,687 \text{ kNm} / 16 \text{ m} = 4,04 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = 0,5 \times M = 0,5 \times 64,687 \text{ kNm} = 32,34 \text{ kNm}$$

4.2.2.5 Beban Angin (*EW*)

1. Beban angin pada struktur (*EWS*)

Tinggi struktur tidak lebih tinggi dari 10 m sehingga

$$V_O = V_B = V_{DZ} = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Tekanan angin dasar } P_b = 0,0024 \text{ MPa} = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tinggi Baja } h_b = 800 \text{ mm} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Parapet } h_{br} = 1200 \text{ mm} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } L = 16000 \text{ mm} = 1,6 \text{ m}$$

Maka tekanan angin p_d

$$P_d = p_b \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 0,0024 \text{ MPa} = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$Q_{EWS} = P_d \times \text{tinggi bangunan} = 2,4 \text{ kN/m}^2 \times (0,80 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) = 4,80 \text{ kN/m}$$

Momen maksimum akibat beban angin pada struktur (*EWS*)

$$M_{EWS} = \frac{1}{8} \times Q_{EWS} \times L^2$$

$$M_{EWS} = \frac{1}{8} \times 4,80 \text{ kN/m} \times 16 \text{ m}^2 = 153,600 \text{ kNm}$$

Gaya geser maksimum akibat beban angin pada struktur (*EWS*)

$$V_{EWS} = \frac{1}{2} \times Q_{EWS} \times L$$

$$V_{EWS} = \frac{1}{2} \times 4,80 \text{ kN/m} \times 16 \text{ m} = 38,400 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada kendaraan

Jembatan dirancang memikul beban angin pada kendaraan dengan

Tekanan angin sebesar 1,46 kN/m

Tegak lurus rencana yang bekerja 1,8 m

$$P_{EW} = 1,46 \text{ kN/m} \times 16 \text{ m} = 23,36 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan jarak beban angin kendaraan } y = 2,30 \text{ m}$$

Momen akibat beban angin kendaraan (*EW1*)

$$M_{EW1} = P_{EW} \times y = 23,36 \text{ kN} \times 2,30 \text{ m} = 53,728 \text{ kNm}$$

$$Q_{EW} = (M_{EW1} \times 8) / L^2 = (53,728 \text{ kNm} \times 8) / (16 \text{ m})^2 = 1,697 \text{ kN/m}$$

Gaya geser maksimum akibat beban angin kendaraan

$$V_{EW1} = 0,5 * Q_{EW} * L = 13,432 \text{ kN}$$

$$V_{EW1} = 0,5 * 1,697 \text{ kN/m} * 16\text{m} = 13,432 \text{ kN}$$

4.2.2.6 Beban Gempa (EQ)

Menentukan kelas situs. Untuk mencari kelas situs tanah disediakan data *N-SPT* seperti Tabel 4.7 berikut:

Tabel 4.7 Nilai *N-SPT*

Depth (m)	Jenis Tanah	<i>N-SPT</i>	t_i (m)	$t_i/N-SPT$
0-2	Lempung kaku	11	2,0	0,18
2-4	Lempung kaku	13	2,0	0,15
4-6	Lempung kaku	11	2,0	0,18
6-8	Lempung kaku	11	2,0	0,18
8-10	Lempung kaku	12	2,0	0,17
10-12	Lempung kaku	10	2,0	0,20
12-14	Lempung kaku	9	2,0	0,22
14-16	Pasir sedang	9	2,0	0,22
16-18	Pasir sedang	14	2,0	0,14
18-20	Pasir sedang	21	2,0	0,10
20-22	pasir padat	31	2,0	0,06
22-24	pasir padat	34	2,0	0,06
24-26	pasir padat	46	2,0	0,04
Jumlah			26,0	1,92
\bar{N}				13,57

Sumber: PT Virama Karya (2023)

Dengan:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{N_i}} = \frac{26}{1,92} = 13,57$$

Dengan nilai $\bar{N} = 13,57$ maka selanjutnya ditunjukkan Tabel 4.8 berikut:

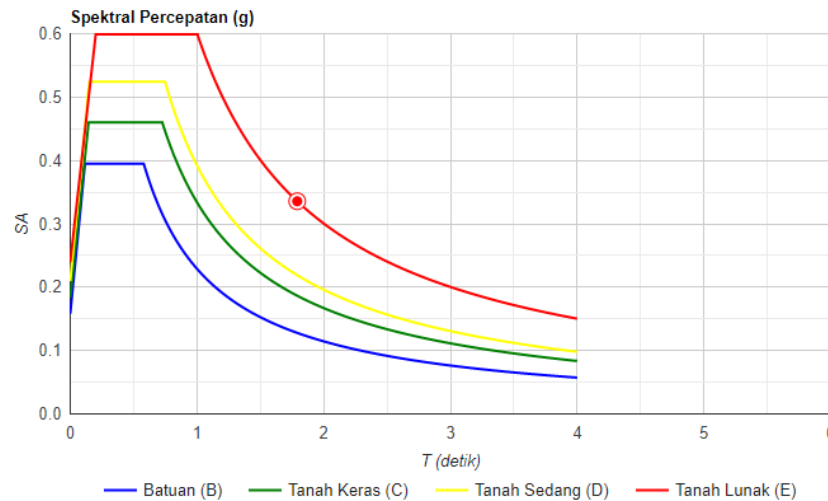
Tabel 4.8 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah sangat padat dan batuan lunak	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E. Tanah lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$

Sumber: SNI 2833:2016

Sehingga dapat disimpulkan bahwa kelas situs Jembatan berada pada Kelas E yaitu Tanah lunak dengan nilai $\bar{N} < 15$. Untuk menentukan percepatan spectrum diperoleh dari bantuan aplikasi spectra Indonesia yang dapat diakses melalui Link (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2010/>). Dari aplikasi akan disesuaikan dengan posisi Jembatan *Overpass* STA 130+037 Rengat Pekanbaru dengan $LU=0^\circ39'1,87''$ dan $BT=101^\circ26'45,05''$ sehingga didapat nilai dan ditampilkan pada Gambar 4.18 sebagai Grafik percepatan respons *spektrum* dan Tabel 4.9 percepatan respons gempa:

$$\begin{array}{ll}
 PGA & = 0,254 \text{ g} & S_s & = 0,593 \text{ g} \\
 S_I & = 0,344 \text{ g} & F_{PGA} & = 1,000 \\
 F_A & = 1,000 & F_v & = 1,000 \\
 S_{DS} & = 0,393 & S_{DI} & = 0,229 \\
 T_S & = 0,579 & T_0 & = 0,116
 \end{array}$$



Gambar 4.18 Grafik Percepatan *Respon Spektrum*

Sumber : *Result Desain Spectra Gempa*

Tabel 4.9 Percepatan Respon Spectrum Pada Tanah Lunak

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0.240	$T_S+0.8$	0.316
T_0	0.599	$T_S+0.9$	0.300
T_S	0.599	$T_S+1.0$	0.286
T_S+0	0.544	$T_S+1.1$	0.273
$T_S+0.1$	0.499	$T_S+1.2$	0.261
$T_S+0.2$	0.461	$T_S+1.3$	0.250
$T_S+0.3$	0.428	$T_S+1.4$	0.240
$T_S+0.4$	0.400	$T_S+1.5$	0.231
$T_S+0.5$	0.375	$T_S+1.6$	0.222
$T_S+0.6$	0.353	$T_S+1.7$	0.214
$T_S+0.7$	0.333	$T_S+1.8$	0.207

Selanjutnya ditampilkan Berat beban Mati RDT1 bentang 16 m seperti pada Tabel 4.10 berikut:

Tabel 4.10 Berat beban mati RDT1

Komponen	Q(kN/m)	Berat total 16 m (kN)
Baja WF sendiri	2,310	69,300
Diafragma	0,385	1,926
Bekisting	1,540	24,640
Aspal	4,840	77,440
Plat lantai	17,875	286,000
Air Hujan	2,156	34,496
Jumlah ($W_t=(Q_{MS}+Q_{MA})L$)		493,802

$$E_c = 4700 \sqrt{60} = 36406,043 \text{ MPa}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$I_x = 0,20854 \text{ m}^4$$

Waktu getar jembatan arah memanjang (T_x) panjang 16 m

$$k_x = \frac{48xE_CxI_x}{L^3}$$

$$k_x = \frac{(48)x(36406,043 \text{ MPa} \times 10^3)x0,20854\text{m}^4}{(16 \text{ m})^3} = 88973,735 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_x = 2 \times (3,14) \sqrt{\frac{W_t}{g \times k}}$$

$$T_x = 2 \times (3,14) \sqrt{\frac{493,802 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2 \times 88973,738 \text{ kN/m}}} = 0,149 \text{ s}^2$$

Waktu getar jembatan arah melintang (T_y) panjang 9 m

$$k_y = \frac{48xE_CxI_x}{L^3}$$

$$k_y = \frac{48x(36406,043 \text{ MPa} \times 10^3)x0,20854\text{m}^4}{(9 \text{ m})^3} = 499912 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_y = 2 \times (3,14) \sqrt{\frac{W_t}{g \times k}}$$

$$T_y = 2 \times (3,14) \sqrt{\frac{493,802 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2 \times 499912 \text{ kN/m}}} = 0,063 \text{ s}^2$$

Untuk menghitung beban gempa pada jembatan, dibutuhkan data sebagai berikut:

Faktor modifikasi respons bangunan atas (R): 2 (SNI 2833:2016)

Koefisien Tanah Lunak (S_I) : 2,8 (SNI 2833:2016)

Akselerasi puncak dasar batuan : 0,254 g = 0,254 / 9,81 m/s²
= 0,025 m/s²

Coefisien respon gempa (CSM_x) arah memanjang jembatan :

$$CSM_x = \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,025 \text{ m/s}^2 \times 1,4}{(0,149\text{s}^2)^{2/3}} = 0,154$$

Coefisien respon gempa (CSM_y) arah melintang jembatan :

$$CSM_y = \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,025 \text{ m/s}^2 \times 1,4}{(0,063\text{s}^2)^{2/3}} = 0,274$$

Beban Gempa yang bekerja pada jembatan RDT1 bentang 16 m:

$$\begin{aligned} EQ_x &= \frac{CSM_x}{R_d} \times Wt \\ &= \frac{0,154}{2} \times 493,802 \text{ kN} = 38,149 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$EQ_y = \frac{CSM_y}{R_d} \times Wt$$

$$= \frac{0,274}{2} \times 493,802 \text{ kN} = 67,820 \text{ kN}$$

Gaya geser maksimum akibat gaya gempa

$$R_a(x) = R_b(x) = 38,149 \text{ kN}$$

$$R_a(y) = R_b(y) = 67,820 \text{ kN}$$

Momen Maksimum

$$M_{\max(x)} = \frac{1}{4} \times E_Q \times L$$

$$M_{\max(x)} = \frac{1}{4} \times 38,149 \text{ kN} \times 16 \text{ m} = 152,597 \text{ kNm}$$

$$M_{\max(y)} = \frac{1}{4} \times E_Q \times L$$

$$M_{\max(y)} = \frac{1}{4} \times 67,820 \text{ kN} \times 9 \text{ m} = 152,597 \text{ kNm}$$

Berat per meter Q_{EQ}

$$Q_{EQ} = \frac{M_{\max} \times 8}{L^2} = \frac{152,597 \text{ kNm} \times 8}{16 \text{ m}^2} = 4,768 \text{ kN/m}$$

4.2.2.7 Rekapitulasi Beban

Setelah dilakukan perhitungan Pembebanan pada jembatan, selanjutnya ditunjukkan Rekapitulasi Pembebanan pada Tabel 4.11 berikut:

Tabel 4.11 Rekapitulasi pembebanan

No	Jenis beban	$Q(\text{kN/m})$	$P(\text{kN})$	Momen(kNm)	Geser(kN)
1	MS	22,948	-	707,527	176,882
2	MA	6,996	-	223,872	55,968
3	TD	13,860	105,644	866,096	163,702
4	TB	1,758	-	32,344	4,043
5	EWS	4,920	-	157,440	39,360
6	EW1	1,679	-	53,728	13,432
7	EQ (x)	4,77	38,149	152,596	38,149
8	EQ (y)	4,77	67,820	152,596	67,820

4.2.2.8 Kombinasi Momen

Adapun Kombinasi Momen dan Gaya Geser yang diperhitungkan pada perencanaan ini melalui Persamaan Momen dan Geser pada Tabel 4.12 Berikut:

Tabel 4.12 Persamaan Momen dan Gaya Geser

No	Jenis beban	Persamaan Momen	Persamaan Geser
1	MS	$M_x = \frac{1}{2}x Q_{MS}x(LxX - X^2)$	$V_x = Q_{MS}x\left(\frac{L}{2} - X\right)$
2	MA	$M_x = \frac{1}{2}x Q_{MA}x(LxX - X^2)$	$V_x = Q_{MA}x\left(\frac{L}{2} - X\right)$
3	TD	$M_x = \frac{1}{2}x Q_{TD}x(LxX - X^2) + \frac{1}{2}x P_{TD}x X$	$V_x = Q_{TD}x\left(\frac{L}{2} - X\right) + \frac{1}{2}x P_{TD}$
4	TB	$M_x = \frac{X}{L}x M_{TB}$	$V_x = \frac{M_{TB}}{L}$
5	EW	$M_x = \frac{1}{2}x Q_{EW}x(LxX - X^2)$	$V_x = Q_{EW}x\left(\frac{L}{2} - X\right)$
6	EQ	$M_x = \frac{1}{2}x Q_{EQ}x(LxX - X^2)$	$V_x = Q_{EQ}x\left(\frac{L}{2} - X\right)$

Sehingga menghasilkan Momen seperti ditunjukkan pada Tabel 4.13 dan kombinasi momen pada Tabel 4.14 berikut:

Tabel 4.13 momen pada *Girder* Baja

Jarak X m	MS kNm	MA kNm	TD kNm	TB kNm	EWS kNm	EW1 kNm	EQ kNm
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,0	165,827	52,470	156,772	4,043	36,000	12,593	35,765
2,0	309,543	97,944	299,684	8,086	67,200	23,506	66,761
3,0	431,150	136,422	428,736	12,129	93,600	32,741	92,988
4,0	530,646	167,904	543,928	16,172	115,200	40,296	114,447
5,0	608,031	192,390	645,260	20,215	132,000	46,173	131,137
6,0	663,307	209,880	732,732	24,258	144,000	50,370	143,059
7,0	696,472	220,374	806,344	28,301	151,200	52,889	150,212
8,0	707,527	223,872	866,096	32,344	153,600	53,728	152,596

Tabel 4.14 Kombinasi momen

Jarak X (m)	KOMB 1 MS+ MA+ TD+ TB (kNm)	KOMB 2 MS + MA + TD + EW (kNm)	KOMB 3 MS + MA + TD + TB + EW (kNm)	KOMB 4 MS +MA + EQ (kNm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
1,0	379,112	423,661	427,704	254,061
2,0	715,257	797,877	805,963	474,248
3,0	1008,436	1122,648	1134,777	660,560
4,0	1258,649	1397,974	1414,145	812,997
5,0	1465,896	1623,854	1644,069	931,559
6,0	1630,177	1800,289	1824,547	1016,246
7,0	1751,491	1927,279	1955,580	1067,058
8,0	1829,839	2004,823	2037,167	1083,995

dan menghasilkan Gaya geser seperti ditunjukkan pada Tabel 4.15 dan kombinasi momen pada Tabel 4.16 berikut:

Tabel 4.15 Geser pada *Girder* Baja

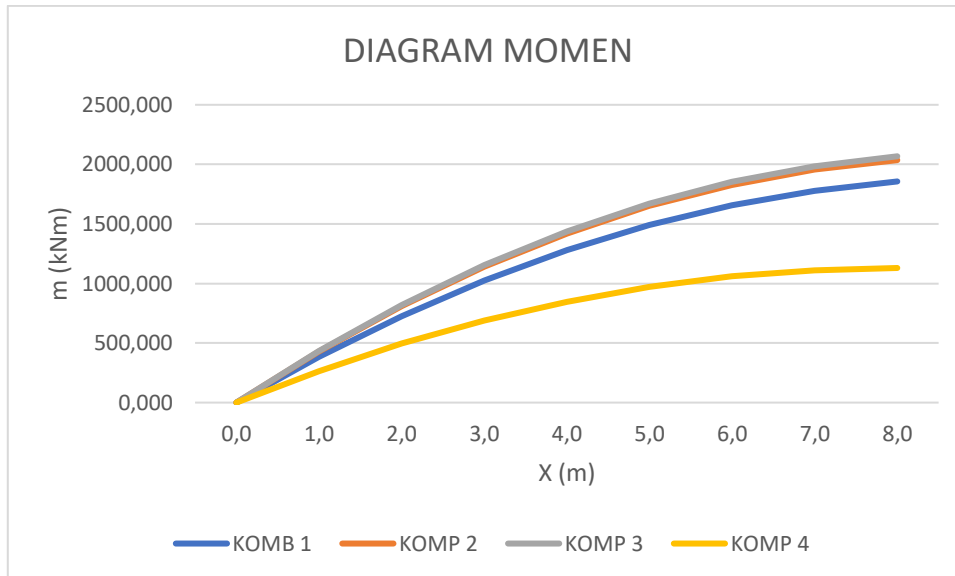
Jarak X m	MS kN	MA kN	TD kN	TB kN	EWS kN	EW1 kN	EQ kN
0,0	176,882	55,968	163,702	4,043	38,400	13,432	38,149
1,0	154,772	48,972	149,842	4,043	33,600	11,753	33,380
2,0	132,661	41,976	135,982	4,043	28,800	10,074	28,612
3,0	110,551	34,980	122,122	4,043	24,000	8,395	23,843
4,0	88,441	27,984	108,262	4,043	19,200	6,716	19,075
5,0	66,331	20,988	94,402	4,043	14,400	5,037	14,306
6,0	44,220	13,992	80,542	4,043	9,600	3,358	9,537
7,0	22,110	6,996	66,682	4,043	4,800	1,679	4,769
8,0	0,000	0,000	52,822	4,043	0,000	0,000	0,000

Tabel 4.16 Kombinasi Geser

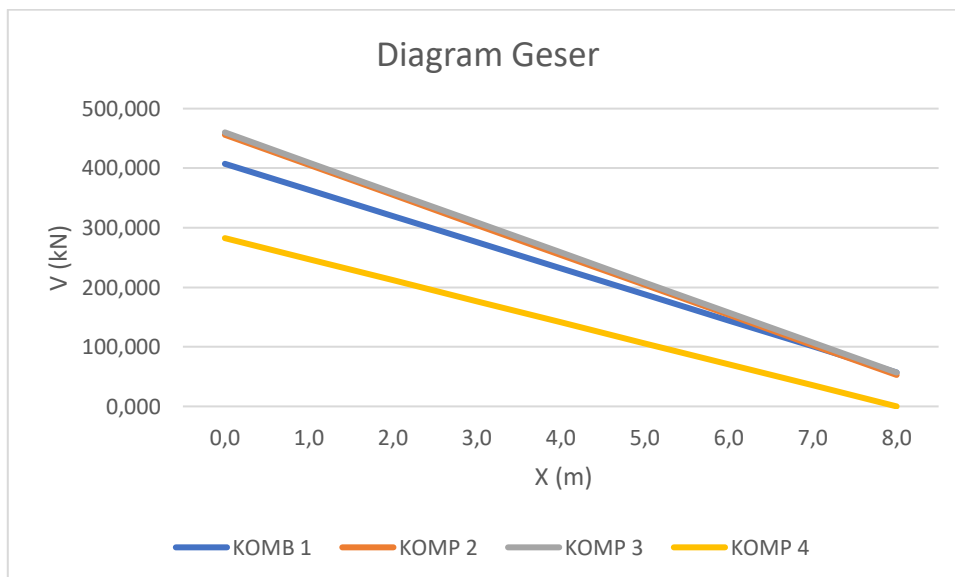
Jarak X (m)	KOMB 1 MS+ MA+ TD+ TB (kN)	KOMB 2 MS + MA + TD + EW (kN)	KOMB 3 MS + MA + TD + TB + EW (kN)	KOMB 4 MS +MA + EQ (kN)
0,0	400,595	448,384	452,427	270,999
1,0	357,629	398,939	402,982	237,124
2,0	314,662	349,493	353,536	203,249
3,0	271,696	300,048	304,091	169,374
4,0	228,730	250,603	254,646	135,499
5,0	185,764	201,158	205,201	101,625
6,0	142,797	151,712	155,755	67,750
7,0	99,831	102,267	106,310	33,875
8,0	56,865	52,822	56,865	0,000

Dari data diatas maka diketahui bahwa Momen maksimum dan Gaya geser maksimum menggunakan Kombinasi 3 dengan nilai Momen maksimum 2037,167 kNm dan Gaya Geser maksimum 452,427 kN

Dan diatas menghasilkan Diagram Momen dan Geser yang ditunjukkan pada Gambar 4.19 dan Gambar 4.20 berikut:



Gambar 4.19 Diagram momen



Gambar 4.20 Diagram Geser

4.2.3 Analisa sebelum komposit

Beban yang diterima oleh gelagar sebelum terjadi komposit adalah

- 1) Beban sendiri
- 2) Beban Plat
- 3) Beban *bekisting*
- 4) Diafragma

Sehingga diketahui momen yang terjadi sebelum komposit adalah sebesar:

$$M_u = M_{MS} = 737,527 \text{ kNm}$$

Sedangkan momen izin gelagar sebelum komposit adalah

$$M_n = \frac{2}{3} \times f_y \times S_x$$

$$M_n = \frac{2}{3} \times 250 \text{ MPa} \times 7290000 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 1215000000 \text{ Nmm} = 1215,000 \text{ kNm}$$

Maka $M_u < \phi M_n$

$$M_u = 737,527 \text{ kNm} < \phi M_n = 0,9 \times 1215,000 \text{ kNm} = 1093,500 \text{ kNm (OK)}$$

Maka disimpulkan bahwa gelagar WF 800 x 300 x14 x 26 kuat menahan beban sebelum komposit.

4.2.4 Analisa Setelah Komposit

Beban yang diterima oleh gelagar memanjang setelah komposit meliputi pembebanan pada Kombinasi 3

- 1) Beban sendiri
- 2) Beban pelat
- 3) Beban mati tambahan
- 4) Beban lajur “D” atau beban Truk “T”
- 5) Beban rem
- 6) Beban Angin

1. Kontrol Penampang

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{300}{2 \times 26} = 5,77$$

$$\frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,8$$

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}} \text{ Penampang kompak}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{692}{14} = 49,42$$

$$\frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \text{ Penampang kompak}$$

2. Kontrol Geser

Besarnya geser yang terjadi pada penampang komposit

$$V_u = V_{MS} + V_{MA} + V_{TD} + V_{EW} + V_{TB}$$

$$V_u = 176,88 \text{ kN} + 55,96 \text{ kN} + 163,70 \text{ kN} + 4,04 \text{ kN} + 39,36 \text{ kN} + 13,43 \text{ kN}$$

$$V_u = 452,42 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{692 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 49,42 < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 69,57$$

Maka digunakan rumus

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times h \times t_w \\ &= 0,6 \times 240 \text{ MPa} \times 692 \text{ mm} \times 14 \text{ mm} \\ &= 1453200 \text{ N} \\ &= 1453,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = 452,426 \text{ kN} < \phi V_n = 0,9 \times 1453,2 \text{ kN} = 1307,88 \text{ kN (OK)}$$

Maka disimpulkan bahwa dengan gelagar WF 800 x 300 x 14 x 26 kuat menerima beban geser setelah komposit

3. Kontrol Tegangan setelah komposit

Lebar efektif BE yang digunakan adalah 2,2 m

$$C_1 = A_s \times f_y = 26740 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} = 6685000 \text{ N} = 6685,000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 0,85 \times f_c' \times B_E \times t_s \\ &= 0,85 \times 24,9 \text{ MPa} \times 2200 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} = 11640750 \text{ N} = 11640,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

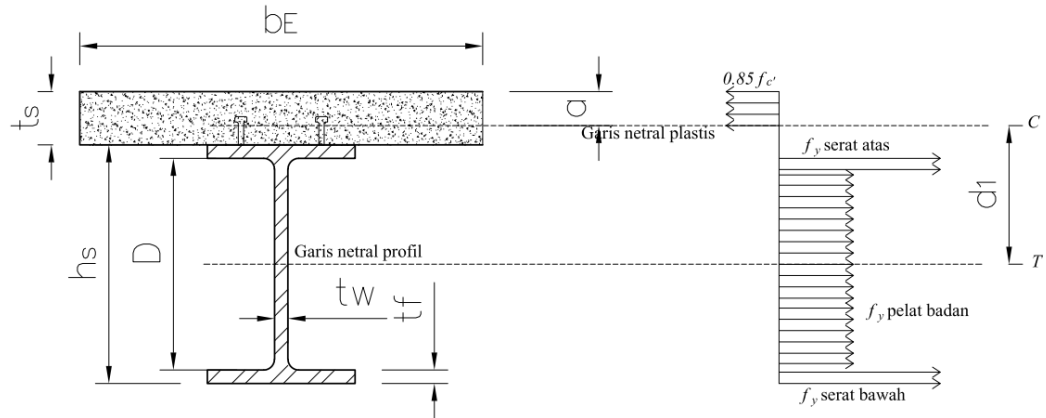
Karena garis $C_1 < C_2$ maka garis plastis jatuh pada pelat beton

Garis plastis

$$a = \frac{C_1}{0,85 \times f_c \times B_E}$$

$$a = \frac{6685000 \text{ N}}{0,85 \times 24,9 \text{ MPa} \times 2200 \text{ mm}} = 143,56 \text{ mm} = 0,144 \text{ m}$$

Maka disimpulkan bahwa garis plastis jatuh pada plat beton dan berada sesuai dengan Gambar 4.21 berikut:



Gambar 4.21 Diagram tegangan balok komposit

Jadi

$$d_1 = t_s - \frac{a}{2} = 250 \text{ mm} - \frac{143,567 \text{ mm}}{2} = 178,216 \text{ mm} = 0,178 \text{ m}$$

$$d_3 = \frac{H}{2} = \frac{800 \text{ mm}}{2} = 400 \text{ mm} = 0,400 \text{ m}$$

Kapasitas momen dari gelagar komposit:

$$\begin{aligned} M_n &= C_1 \times d_1 + A_s \times f_y \times d_3 \\ &= 6685000 \text{ N} \times 178,216 \text{ mm} + 26740 \text{ mm}^2 \times 250 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm} \\ &= 3865370858 \text{ Nmm} \\ &= 3865,370 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besar momen setelah komposit

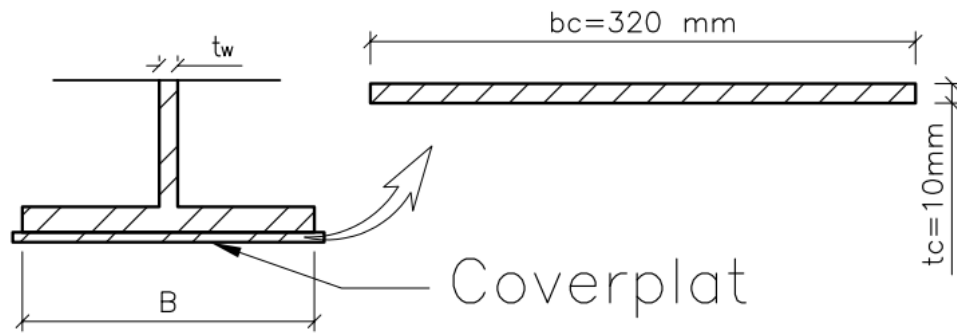
$$\begin{aligned} M_{u \text{ total}} &= M_{MS} + M_{MA} + M_{TD} + M_{EW} + M_{TB} + M_{EQ} \\ &= 707,527 \text{ kNm} + 223,872 \text{ kNm} + 866,096 \text{ kNm} + 32,344 \text{ kNm} + \\ &157,440 \text{ kNm} + 53,728 \text{ kNm} \\ &= 2037,167 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 2037,167 \text{ kNm} < \phi V_n = 0,9 \times 3865,370 = 3478,833 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

Maka disimpulkan bahwa WF 800 x 300 x 14 x 26 kuat menerima beban momen setelah komposit.

Karena letak a berada pada plat lantai kendaraan sehingga baja ditinjau lagi menggunakan *coverplate* 320 x 10 sesuai dengan *coverplate* standar jembatan komposit bentang 16 m

Detail *Coverplate* ditunjukkan pada Gambar 4.22 berikut:



Gambar 4.22 CoverPlate

$$b_c = 320 \text{ mm}$$

$$t_c = 10 \text{ mm}$$

$$A_{sfa} = 3200 \text{ mm}^2$$

$$F_{yfa} = 250 \text{ MPa}$$

Garis Netral jatuh pada plat beton sehingga

$$C_1 = 6685000 \text{ N} = 6685 \text{ kN}$$

Maka kekuatan Tarik pada gelagar

$$T = A_s x f_y + A_s' x f_y$$

$$T = 26740 \text{ mm}^2 x 250 \text{ MPa} + 32000 \text{ mm}^2 x 250 \text{ MPa} = 7485000 \text{ N} = 7485 \text{ kN}$$

$$T = 7485 \text{ kN} > C \ 6685 \text{ kN (Ok)}$$

Tekanan Pada Gelagar

$$C_s = \frac{\sum(Ax f_y) - C_1}{2} = \frac{7485000 \text{ N} - 6685000 \text{ N}}{2} = 400000 \text{ N}$$

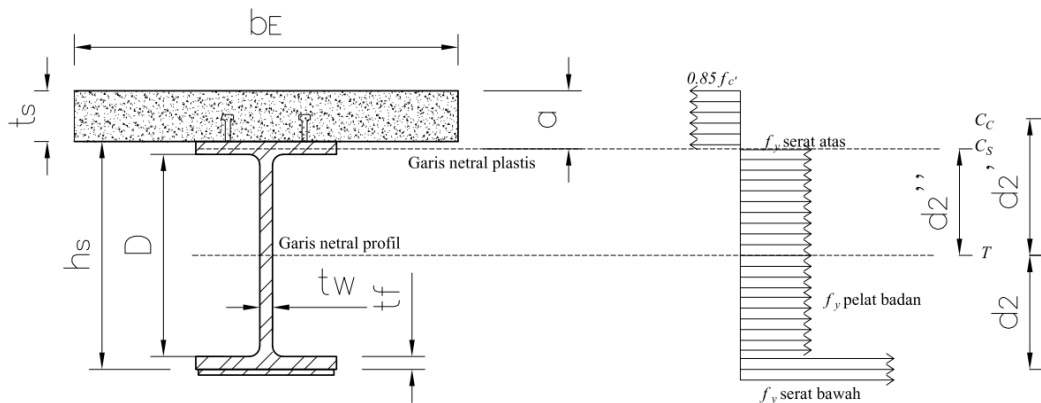
Letak garis Netral

$$A_{sfa} x f_{yfa} = 3200 \text{ mm}^2 x 250 \text{ MPa} = 800000 \text{ N}$$

$$A_{sfa} x f_{yfa} > C_s \text{ Maka}$$

$$\bar{y} = \frac{C_s}{A_{sfa} x f_{yfa}} x t_{fa} = \frac{400000 \text{ N}}{800000 \text{ N}} x 26 \text{ mm} = 13 \text{ mm dari sisi atas } t_w$$

Latak garis plastis setelah pemberian *coverplate* ditunjukkan pada Gambar 4.23 berikut:



Gambar 4.23 Diagram Tegangan baja komposit setelah pemberian *coverplate*
Lengan momen/ Statis momen ke sisi bawah *coverplate*

$$d_2 = \frac{A_s \left(\frac{h_s}{2} + t_c \right) + b_c x t_c x 0,5 t_c - b_f x \bar{y} (h_s - 0,5 \bar{y} + t_c)}{A_s - b_f x \bar{y} + b_c x t_c}$$

$$A_s \left(\frac{h_s}{2} + t_c \right) = 26740 \text{ mm}^2 x \frac{692 \text{ mm}}{2} + 10 \text{ mm} = 10789590 \text{ mm}^3$$

$$b_c x t_c x 0,5 t_c = 320 \text{ mm} x 10 \text{ mm} x 0,5 x 10 \text{ mm} = 16000 \text{ mm}^3$$

$$b_f x \bar{y} (h_s - 0,5 \bar{y} + t_c) = 300 \text{ mm} x 13 \text{ mm} (692 \text{ mm} - 0,5 x 13 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$b_f x \bar{y} (h_s - 0,5 \bar{y} + t_c) = 3082950 \text{ mm}^3$$

$$A_s - b_f x \bar{y} + b_c x t_c = 26740 \text{ mm}^2 - 300 \text{ mm} x 13 \text{ mm} + 320 \text{ mm} x 10 \text{ mm}$$

$$A_s - b_f x \bar{y} + b_c x t_c = 26040 \text{ mm}^2$$

$$d_2 = \frac{A_s \left(\frac{h_s}{2} + t_c \right) + b_c x t_c x 0,5 t_c - b_f x \bar{y} (h_s - 0,5 \bar{y} + t_c)}{A_s - b_f x \bar{y} + b_c x t_c} = 296,567 \text{ mm}$$

$$d_2'' = (h_s t_c) - d_2 - 0,5 x \bar{y} = (300 \text{ mm} x 10 \text{ mm}) - 296,567 \text{ mm} - 0,5 x 13 \text{ mm}$$

$$d_2'' = 493,931 \text{ mm}$$

$$d_2' = h_s + t_c + 0,5 x t_s - d_2 = 692 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 0,5 x 250 \text{ mm} - 296,56 \text{ mm}$$

$$d_2' = 625,431 \text{ mm}$$

Kekuatan lentur

$$M_s = M_p$$

$$M_s = C_c x d_2' + C_s x d_2''$$

$$M_s = 6685000 \text{ N} x 625,431 \text{ mm} + 400000 \text{ N} x 493,931 \text{ mm}$$

$$M_s = 4378583195 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 0,9 x 4378583195 \text{ Nmm} = 3940724876 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 3940,72 \text{ kNm} > M_u = 2037,167 \text{ kNm OK}$$

Maka gelagar 800x300x14x16 ditambah *Coverplate* aman digunakan

4.2.5 Kontrol Lendutan

Dalam mendesain gelagar memanjang, perlu dicek terhadap lendutan yang terjadi harus kurang dari lendutan izin. Karena gelagar memanjang menyatu dengan pelat beton, maka lendutan yang terjadi harus diperhitungkan berdasarkan balok komposit.

Perbandingan modulus elastis kedua bahan komposit

$$n = E_s/E_c = 210000 \text{ MPa}/23453 \text{ MPa} = 8,95$$

Lebar ekuivalen baja (L_c)

$$L_c = B_E/n = 2,2 \text{ m}/8,95 = 0,245 \text{ m}$$

Letak garis netral penampang komposit

$$\begin{aligned} A_c &= L_c \times t_s \\ &= 0,245 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \\ &= 0,06142 \text{ m}^2 = 614,244 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Luas Profil *WF* + *Coverplate* (A_s) = 299,400 cm^2

$$\begin{aligned} \text{Luas total } A_{\text{total}} &= A_c + A_s \\ &= 614,244 \text{ cm}^2 + 299,400 \text{ cm}^2 = 913,644 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Statis momen terhadap sisi atas pelat beton

$$\begin{aligned} A_{\text{Total}} &= y_a \left(A_c x \frac{t_s}{2} \right) + \left(A_s x \left(\frac{h_s}{2} + t_s \right) \right) \\ 913,644 \text{ cm}^2 &= y_a \left(614,244 \text{ cm}^2 x \frac{25 \text{ cm}}{2} \right) + \left(299,400 \text{ cm}^2 x \left(\frac{80 \text{ cm}}{2} + 25 \text{ cm} \right) \right) \\ y_a &= \frac{27139,050 \text{ cm}^3}{913,644 \text{ cm}^2} = 29,706 \text{ cm} = 0,297 \text{ m} \end{aligned}$$

Statis momen terhadap sisi bawah pelat beton

$$\begin{aligned} A_{\text{Total}} &= y_b \left(A_c x \left(h_s + \frac{t_s}{2} \right) \right) + \left(A_s x \left(\frac{h_s}{2} \right) \right) \\ 913,644 \text{ cm}^2 &= y_b \left(614,244 \text{ cm}^2 x \left(85 \text{ cm} + \frac{25 \text{ cm}}{2} \right) \right) + \left(299,400 \text{ cm}^2 x \left(\frac{80 \text{ cm}}{2} \right) \right) \\ y_b &= \frac{68793,570 \text{ cm}^3}{913,644 \text{ cm}^2} = 75,296 \text{ cm} = 0,752 \text{ m} \end{aligned}$$

Kontrol

$$Y_a + y_b = 29,706 \text{ cm} + 75,296 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

$$t_s + h_c = 80,000 \text{ cm} + 25,000 \text{ cm} = 105 \text{ cm} \text{ (Kontrol Memenuhi)}$$

Momen Inersia Penampang komposit:

- a) Penampang baja *ekivalen*

$$I_{oc} = \frac{1}{12} x b x h^3$$

$$I_{oc} = \frac{1}{12} x 30 \text{ cm} x 80 \text{ cm}^3 = 1280000 \text{ cm}^4$$

Letak pusat berat penampang baja *ekivalen* terhadap garis netral

$$d_1 = y_a - \frac{t_s}{2} = 29,706 \text{ cm} - \frac{25,00 \text{ cm}}{2} = 17,204 \text{ cm}$$

Momen inersia penampang baja *ekivalen* terhadap garis netral komposit

$$I_c = I_{oc} + A_c x d_1^2 = 1280000 \text{ cm}^4 + 614,244 \text{ cm}^2 x 17,050 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1461806,375 \text{ cm}^4 = 0,0146 \text{ m}^4$$

- b) Baja Profil WF

Momen inersia terhadap baja sendiri

$$I_{os} = I_x = 292000 \text{ cm}^4$$

Letak pusat berat penampang profil WF terhadap garis netral

$$d_2 = y_b - \frac{h_s}{2} = 75,296 \text{ cm} - \frac{80,000 \text{ cm}}{2} = 35,295 \text{ cm}$$

Momen inersia penampang baja *ekivalen* terhadap garis netral komposit

$$I_s = i_{os} + A_s x d_2^2$$

$$I_s = 2920000 \text{ cm}^4 + 299,400 \text{ cm}^2 x (35,295 \text{ cm})^2$$

$$I_s = 664990,901 \text{ cm}^4 = 0,0066 \text{ m}^4$$

- c) Momen inersia penampang komposit

$$I = I_c + I_s$$

$$I = 1461806,375 \text{ cm}^4 + 664990,901 \text{ cm}^4 = 2126797,276 \text{ cm}^4$$

$$I = 0,21268 \text{ m}^4$$

Tegangan yang terjadi pada penampang komposit

$$M_{max} = 2037,167 \text{ kNm}$$

- a) Pada tepi atas plat beton

$$F_{ca} = \frac{M_{max} x y_a}{n x I} = \frac{2037,167 \text{ kNm} x (0,297 \text{ m})}{8,9 x 0,21268 \text{ m}^4}$$

$$F_{ca} = 317,757 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,317 \text{ MPa (Tekan)}$$

- b) Pada tepi bawah plat beton

$$F_{cb} = \frac{M_{max} \times y_a - t_s}{n \times I} = \frac{2037,167 \text{ kNm} \times (0,297 \text{ m} - 0,25 \text{ m})}{8,9 \times 0,21268 \text{ m}^4}$$

$$F_{cb} = 50,322 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,050 \text{ MPa (Tarik)}$$

c) Pada tepi atas profil WF

$$F_{sa} = \frac{M_{max} \times y_a - t_s}{I} = \frac{2037,167 \text{ kNm} \times (0,297 \text{ m} - 0,25 \text{ m})}{0,21268 \text{ m}^4}$$

$$F_{sa} = 450,597 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,45 \text{ MPa (Tekan)}$$

d) Pada tepi bawah profil WF

$$F_{sb} = \frac{M_{max} \times y_b}{I} = \frac{2037,167 \text{ kNm} \times 0,752 \text{ m}}{0,21268 \text{ m}^4}$$

$$F_{sb} = 7212,260 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7,212 \text{ MPa (Tarik)}$$

Cek lendutan

Kontrol izin

$$\bar{\delta} = \frac{L}{500} = \frac{16000 \text{ mm}}{500} = 32 \text{ mm}$$

Lendutan maksimum Ketika kondisi penampang komposit

$$Q_p = 60,80 \text{ kN/m} = 60,80 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5 \times Q_p \times L^4}{384 \times E_s \times I}$$

$$\delta = \frac{5 \times \left(60,80 \frac{\text{N}}{\text{mm}}\right) \times 16000 \text{ mm}^4}{384 \times 210000 \text{ MPa} \times 26800521631,505 \text{ mm}^4} = 11,6 \text{ mm}$$

Jadi disimpulkan bahwa

$$\delta = 1,6 \text{ mm} < \bar{\delta} = 32 \text{ mm}$$

Sehingga Profil WF 800 x 300 x 14 x26 aman digunakan sebagai gelagar jembatan 16 m.

4.2.6 Desain Shear Connector

Shear connector didesain berdasarkan penghubung geser berdasarkan beban kerja dengan Panjang Jembatan L = 16 m

Gaya Geser memanjang

$$V_L = \frac{V \times A_c \times Y_c}{I}$$

$$V_{total} = 452,43 \text{ kN} = 452426,838 \text{ N}$$

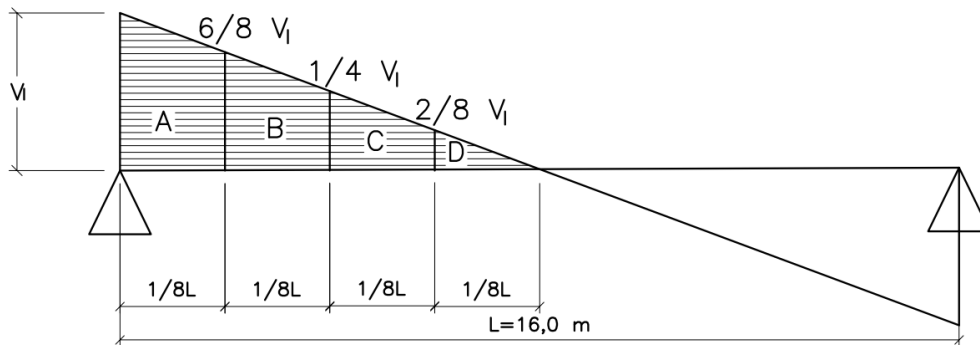
$$A_c = 614,244 \text{ cm}^2 = 61424,400 \text{ mm}^2$$

$$y_c = d_I = 17,048 \text{ cm} = 170,489 \text{ mm}$$

$$I = 21217921853 \text{ mm}^4$$

$$V_L = \frac{452426,838 \text{ N} \times 61424,40 \text{ mm}^2 \times 170 \text{ mm}}{21217921853 \text{ mm}^4} = 224,800 \text{ N/mm}$$

Kekuatan nominal penghubung geser



Gambar 4.24 : Gaya geser pada Shear connector

Untuk menentukan nilai nominal penghubung geser dicari dengan mencari nilai terkecil dari

$$Q_n = 0,5 \times A_s \times \sqrt{f_c \times E_c} \text{ Atau } Q_n = A_s \times f_u$$

Gunakan *stud connector* produk ANTEC, ukuran 13x100 yang ditunjukkan pada Tabel 4.17 berikut:

Tabel 4.17 *Product Shear connector*

Shear Connectors		
Size	Part Number	Pack Size
13 X 50	ESC11-13-050	250
13 X 75	ESC11-13-075	150
13 X 100	ESC11-13-100	125
16 X 75	ESC11-16-075	125
16 X 100	ESC11-16-100	100
16 X 150	ESC11-16-150	75

Sumber : ANTEC

Digunakan *stud Connector* ukuran $\text{Ø}13 \times 100$

Diameter (Ø) = 13 mm

Panjang *connector* (L_c) = 100 mm

Mutu baja

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$

$$f_y = 345 \text{ MPa}$$

$$\text{mutu beton} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{modulus elastis} = 26000 \text{ MPa}$$

maka

$$Q_{n2} = (0,25 \times 3,14 \times (13 \text{ mm})^2 \times 410 \text{ MPa})$$

$$Q_{n2} = 82393,60 \text{ N} = 82,393 \text{ kN}$$

Karena Q_{n2} nilainya lebih kecil dari Q_{n1} maka Q_{n2} akan digunakan

Syarat-Syarat *Stud konektor*

Diameter maksimum

$$1,5 \times t_f = 1,5 \times 26 = 39,0 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antara *stud connector*

$$1) \ 600 \text{ mm}$$

$$2) \ 2 \times h_c = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$$

$$3) \ 4L_c = 4 \times 100 = 400 \text{ mm}$$

Jumlah Penghubung geser

Gaya geser bidang A

$$V_{LS} = \frac{V_L \times (1/8 L)}{\phi}$$

$$V_{LSA} = \frac{224,800 \text{ N/mm} \times (2000 \text{ mm})}{0,75} = 599468,012 \text{ N}$$

Gaya geser bidang B

$$V_{LSB} = \frac{\left(\frac{6}{8}\right) \times 224,800 \text{ N/mm} \times (2000 \text{ mm})}{0,75} = 449601,009 \text{ N}$$

Gaya geser bidang C

$$V_{LSC} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right) \times 224,800 \text{ N/mm} \times (2000 \text{ mm})}{0,75} = 299734,006 \text{ N}$$

Gaya geser bidang D

$$V_{LSD} = \frac{\left(\frac{2}{8}\right) \times 224,800 \text{ N/mm} \times (2000 \text{ mm})}{0,75} = 149867,003 \text{ N}$$

Jumlah *shear connector* yang dipasang pada $1/8 \times$ Panjang $L = 30,0 \text{ m}$

$$n_A = \frac{599468,012 N}{0,55 \times 54392,28 N} = 20 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak 15,0 cm}$$

$$n_B = \frac{449601,009 N}{0,55 \times 54392,28 N} = 15 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak 26,0 cm}$$

$$n_C = \frac{299734,006 N}{0,55 \times 54392,28 N} = 10 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak 35,0 cm}$$

$$n_D = \frac{149867,003 N}{0,55 \times 54392,28 N} = 5 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak 79,0 cm} \sim 40 \text{ cm}$$

4.2.7 Desain Diafragma

Balok diafragma dirancang menggunakan profil baja WF 400x200x8x1. Diafragma dirancang untuk menahan beban horizontal yang terjadi pada jembatan beban horizontal yang terjadi antara lain:

- 1) Beban angin pada struktur jembatan
- 2) Beban angin pada kendaraan

Beban angin yang terjadi adalah sebesar

$$V_u = 37,972 \text{ kN} + 13,43 \text{ kN} = 51,832 \text{ kN}$$

Gaya pada diafragma

$$\lambda_c = \frac{K_c \times B_E}{15 \times 3,14} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 \times 2200 \text{ mm}}{15 \text{ mm} \times (3,14)} \times \sqrt{\frac{210 \text{ MPa}}{210000 \text{ MPa}}} = 1,61 > 1,5$$

Maka

$$\phi V_{nu} < \frac{0,88 \times A_s \times f_y}{\lambda_c^2}$$

$$\phi V_{nu} < \frac{0,88 \times 7216 \text{ mm} \times 250 \text{ MPa}}{1,61^2} = 479418,568 \text{ N} = 479,418 \text{ kN}$$

Sehingga

$$V_u = 51,832 \text{ kN} < \phi V_{nu} = 0,85 \times 479,418 \text{ kN} = 407,505 \text{ kN}$$

Disimpulkan bahwa diafragma dengan profil WF 400x200x8 x13 mampu menahan gaya angin kendaraan dan gaya angin struktur.

4.2.8 Desain Sambungan

Saat memasang Girder baja dengan Panjang 16 m tidak dapat dipasang disebabkan Panjang baja maksimum adalah 12 m, sehingga baja perlu dipasang secara *segmental* dengan Panjang 5,3 m dari perletakan. Dan untuk menyambung antar girder diperlukan sambungan balok pada profil baja. Yang direncanakan sebagai berikut:

Beban ultimate pada sambungan

$$D_u = V_u = 452,426 \text{ kN}$$

$$M_u = 2037,167 \text{ kNm}$$

1. Pembagian beban momen

Pembagian beban pada sambungan di Bagi menjadi 2 yaitu:

a) Beban badan

$$M_{u \text{ bdn}} = \frac{I_{bdn}}{I_{x \text{ profil}}} \times M_u$$

$$M_{u \text{ bdn}} = \frac{\frac{1}{12} \times 0,014 \text{ m} \times (0,8\text{m})^3}{0,00292 \text{ m}^4} \times 2037,167 \text{ kNm}$$

$$M_{u \text{ bdn}} = 416,733 \text{ kNm} = 416733912,528 \text{ Nmm}$$

b) Beban sayap

$$M_{u \text{ syp}} = M_u - M_{u \text{ bdn}}$$

$$M_{u \text{ syp}} = 2037,167 \text{ kNm} - 416,733 \text{ kNm}$$

$$M_{u \text{ syp}} = 1620,433 \text{ kNm} = 162043317,472 \text{ Nmm}$$

2. Sambungan sayap rencana

Sambungan pada sayap akan direncanakan menggunakan tipe Baut HTB A490 M30

$$\text{Diameter Baut } d_b = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat } t_p = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas baut } A_b &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times d_b^2 \\ &= 3,14/4 \times 30 \text{ mm}^2 \\ &= 706,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar baut dalam segi pelaksanaannya

$$2,5 d_b < S < 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$2,5 \times 30 \text{ mm} < S < 15 \times 30 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$75 \text{ mm} < S < 375 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Digunakan $S = 100 \text{ mm}$

Jarak antar ke tepi

$$1,5 d_b < S_1 < 4 t_p + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \times 30 \text{ mm} < S_1 < 4 \times 30 \text{ mm} + 100 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$45 \text{ mm} < S_1 < 200 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Digunakan $S_1 = 50 \text{ mm}$

Jarak antar profil WF

$$S_2 < 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$S_2 < 12 \times 30 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$S_2 < 300 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Digunakan $S_2 = 50 \text{ mm}$

Pelat Buhul

$$t = 2 \times t_f = 2 \times 26 \text{ mm} = 52 \text{ mm}$$

Kuat geser baut mutu tinggi sesuai dengan RSNI T-03-2005

$$V_{sf} = \mu + n_{ei} + n_{ti} + k_h + A_b$$

Dengan

$$\mu = 0,35, \text{ kondisi bidang kontak bersih tidak dicat}$$

$$n_{ei} = 2, \text{ jumlah bidang geser}$$

$$n_{ti} = 1035 \text{ MPa, kuat Tarik minimum}$$

$$k_h = 1, \text{ lubang standar}$$

$$A_b = \text{luas baut mm}^2$$

$$V_{sf} = \mu \times n_{ei} \times n_{ti} \times k_h \times A_b$$

$$V_{sf} = 0,35 \times 2 \times 1035 \text{ MPa} \times 1 \times 706,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{sf} = 511859,25 \text{ N} = 511,859 \text{ kN}$$

Gaya kopel pada sayap

$$T_u = \frac{M_u}{d}$$

$$T_u = \frac{1620,433 \text{ kNm}}{0,800 \text{ m}} = 2025,541 \text{ kN} = 2025541,647 \text{ N}$$

Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{T_u}{\phi \times V_{sf}} = \frac{2025,541 \text{ kN}}{0,75 \times 511,839 \text{ kN}} = 5,26 = 6 \text{ buah (dlm satu baris)}$$

3. Sambungan badan rencana

Sambungan pada sayap akan direncanakan menggunakan tipe Baut HTB A490 M30

$$\text{Diameter Baut } d_b = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat } t_p = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas baut } A_b &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times d_b^2 \\ &= 3,14/4 \times 30 \text{ mm}^2 \\ &= 706,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar baut dalam segi pelaksanaannya

$$2,5 d_b < S < 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$2,5 \times 30 \text{ mm} < S < 15 \times 30 \text{ mm} \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$75 \text{ mm} < S < 375 \text{ mm} \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Digunakan $S = 100 \text{ mm}$

Jarak antar ke tepi

$$1,5 d_b < S_1 < 4 t_p + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \times 30 \text{ mm} < S_1 < 4 \times 30 \text{ mm} + 100 \text{ mm} \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$45 \text{ mm} < S_1 < 200 \text{ mm} \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Digunakan $S_1 = 50 \text{ mm}$

Jarak antar profil WF

$$S_2 < 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$S_2 < 12 \times 30 \text{ mm} \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$S_2 < 300 \text{ mm} \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Digunakan $S_2 = 50 \text{ mm}$

Pelat Buhul

$$t = 2 \times t_f = 2 \times 26 \text{ mm}$$

Kuat geser baut mutu tinggi sesuai dengan RSNI T-03-2005

$$V_{sf} = \mu + n_{ei} + n_{ti} + k_h + A_b$$

Dengan

$$\mu = 0,35 \text{ kondisi bidang kontak bersih tidak dicat}$$

$$n_{ei} = 2,0 \text{ jumlah bidang geser}$$

$$n_{ti} = 1035 \text{ MPa, kuat Tarik minimum}$$

$$k_h = 1,0 \text{ lubang standar}$$

$$A_b = \text{luas baut } \text{mm}^2$$

$$V_{sf} = \mu \times n_{ei} \times n_{ti} \times k_h \times A_b$$

$$V_{sf} = 0,35 \times 2 \times 1035 \text{ MPa} \times 1 \times 706,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{sf} = 511859,25 \text{ N} = 511,859 \text{ kN}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan

$$\text{Diasumsikan } e = 130 \text{ mm} = 0,130 \text{ m}$$

$$M_u = M_{u\ bdn} + Du \times e$$

$$M_u = 416,733 \text{ kNm} + 452,426 \text{ kN} \times 0,130 \text{ m}$$

$$M_u = 475,549 \text{ kNm}$$

Perkiraan jumlah baut

Di samping menahan beban momen, sambungan juga memikul beban geser yang direduksi sebesar $R_u = 0,7$ karena susunan baut lebih dari 1 deret maka R_u dinaikkan 1,2

$$n = \sqrt{\frac{6 \times M_u}{\mu \times R_u}}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 475,549 \text{ kNm}}{511,859 \text{ kN} \times 0,7 \times 1,2}} = 2,576 = 6 \text{ buah dipasang (dlm satu baris)}$$

Luas bruto plat dan neto beton

Luas bruto plat

$$\begin{aligned} A_p &= (\text{tebal plat} + t_f) \times \text{lebar jembatan} \\ &= (250 \text{ mm} + 26 \text{ mm}) \times 16000 \text{ mm} \\ &= 4416000 \text{ mm}^2 = 4,416 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Syarat luas penampang minimum

$$\begin{aligned} A_{min} &= 85\% \times A_p \\ &= 85\% \times 4,416 \text{ m}^2 \\ &= 3,753 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas neto plat} &= \text{luas bruto} - 2 d_b \times t_p \\ &= 4,416 \text{ m}^2 - 2 \times 0,03 \text{ m} \times 0,025 \text{ m} \\ &= 4,514 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_{neto} = 4,414 \text{ m}^2 > A_{min} = 3,753 \text{ m}^2 \text{ Memenuhi}$$

Periksa terhadap geser

Faktor reduksi = 0,9

$$\text{Geser leleh} = \phi \left((0,6 \times f_y) \times \text{luas bruto} \right) \times 0,1$$

$$\text{Geser leleh} = 0,9 \left(0,6 \times 525 \text{ MPa} \times 4416000 \text{ mm}^2 \right) \times 0,1$$

$$\text{Geser leleh} = 125193600 \text{ N} = 125193 \text{ kN}$$

$$\text{Geser fraktur} = \phi \left((0,6 \times f_u) \times \text{luas netto} \right) \times 0,1$$

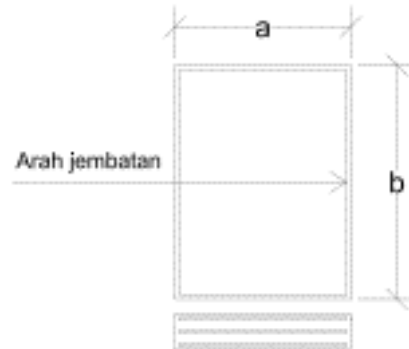
$$\text{Geser fraktur} = 0,9 \left(0,6 \times 825 \text{ MPa} \times 4414500 \text{ mm}^2 \right) \times 0,1$$

$$\text{Geser fraktur} = 19666597 \text{ N} = 196665 \text{ kN}$$

$$\text{Geser fraktur } 196665 \text{ kN} > \text{geser leleh} = 125193 \text{ kN} \text{ (Memenuhi)}$$

4.2.9 Desain *Elastomer Bearing Pad*

Elastomer bearing pad merupakan bantalan yang digunakan sebagai penyangga bangunan atas. Alasan pemasangan elastomer bearing pada pada jembatan adalah agar beban yang diterima dari berbagai gerakan yang terjadi tetap aman dan tidak memberikan kerusakan pada struktur dibawahnya. Gambar dimensi *Elastomer Bearing Pad* ditunjukkan pada Gambar 4.25 berikut:



Gambar 4.25 *Elastomer bearing pad*

Spesifikasi *elastomer*

Shear modulus	G	= 0,9 MPa
Panjang elastomer	a	= 150 mm
Lebar elastomer	b	= 200 mm
Tebal karet dalam	t_r	= 8 mm (2 lapis)
Tebal besi	t_s	= 3 mm (3 lapis)
Tebal selimut	t_c	= 2,5 mm
Tebal sisi	t_{sc}	= 4 mm
Tebal total	t	= 30 mm
Rotasi maksimum	γ	= 0,0123 rad

Luas bidang terikat

$$A = (a - 2t_{sc})(b - 2t_{sc})$$

$$A = (150 \text{ mm} - 2 \times 4 \text{ mm})(200 \text{ mm} - 2 \times 4 \text{ mm})$$

$$A = 27264 \text{ mm}^2$$

Keliling bidang terikat

$$P = 2((a - 2t_{sc}) + (b - 2t_{sc}))$$

$$P = 2((150 \text{ mm} - 2 \times 4 \text{ mm}) + (200 \text{ mm} - 2 \times 4 \text{ mm}))$$

$$P = 668 \text{ mm}$$

1. Pembebanan

Beban yang diterima pada elastomer merupakan 1/2 dari beban *ultimate* yang diberikan:

a) Gaya vertikal

Gaya vertikal yang bekerja

$$V_{\max} = V_{ms} + V_{ma} + V_{TD} + V_{TB}$$

$$V_{\max} = (176,882 \text{ kN} + 55,968 \text{ kN} + 163,702 \text{ kN} + 4,043 \text{ kN}) \times 0,5$$

$$V_{\max} = 200,297 \text{ kN} = 200297 \text{ N}$$

b) Gaya horizontal

Gaya horizonlah melintang

$$Ha = V_{EW1} + V_{EWS} + V_{EQ(x)}$$

$$Ha = (39,360 \text{ kN} + 13,432 \text{ kN} + 42,960 \text{ kN}) \times 0,5$$

$$Ha = 45,100 \text{ kN} = 45100 \text{ N}$$

Gaya horizonlah memanjang

$$Hb = V_{EQ(x)}$$

$$Hb = (68,212 \text{ kN}) \times 0,5$$

$$Hb = 34,105 \text{ kN} = 34105 \text{ N}$$

2. Faktor bentuk

Dengan T_e merupakan tebal efektif lapisan elastomer = $1,4 \times T_c = 1,4 \times 2,5 \text{ mm}$
= 3,5 mm

$$S = \frac{A}{P \times t_e} = \frac{27264 \text{ mm}^2}{668 \text{ mm} \times 3,5 \text{ mm}} = 11,661$$

Persyaratan faktor bentuk

$4 < S < 12$ Memenuhi

3. Persyaratan Perencanaan

Regangan geser tekan ϵ_{sc}

$$\delta_a = \frac{Ha \times t}{A \cdot G} \text{ dan } \delta_b = \frac{Hb \times t}{A \cdot G}$$

Dengan

$\delta_a = \delta_b$ = simpangan geser maks tangensial pada permukaan tumpuan dalam arah dimensi a dan b akibat gerakan struktur dan gaya tangensial

$$\delta_a = \frac{45100 \text{ N} \times 30 \text{ mm}}{27264 \text{ mm}^2 \times 0,9 \text{ MPa}} = 55,140 \text{ mm}$$

$$\delta_b = \frac{34105 \text{ N} \times 30 \text{ mm}}{27264 \text{ mm}^2 \times 0,9 \text{ MPa}} = 41,698 \text{ mm}$$

Luas efektif perletakan

$$A_{eff} = A \left(1 - \frac{\delta_a}{a} - \frac{\delta_b}{b} \right)$$

$$A_{eff} = 27264 \text{ mm}^2 \times \left(1 - \frac{55,14 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} - \frac{41,69 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right)$$

$$A_{eff} = 11557,34 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{V_{max}}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2 \times S^2)}$$

$$\epsilon_c = \frac{200297 \text{ N}}{3 \times 11557,34 \text{ mm}^2 \times 0,9 \text{ MPa} \times (1 + 2 \times 11,66^2)} = 0,0235$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \times S \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_{sc} = 6 \times 11,66 \times 0,0235 = 1,645$$

Regangan geser *torsi* ϵ_{sr}

Gaya vertikal V_{max} bekerja pada pusat luasan elastomer dan momen = 0 maka

$$\epsilon_{sr} = 0$$

Regangan geser *tangensial* ϵ_{sh}

$$0,8 A = 0,8 \times 27264 \text{ mm}^2 = 21811,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 10260,47 \text{ mm}^2 < 21811,2 \text{ mm}^2 \text{ maka}$$

Digunakan A_{eff} 21811,2 mm²

$$\epsilon_{sh} = \frac{2 \times A_{eff}}{A} = \frac{2 \times 21811,2 \text{ mm}^2}{27264 \text{ mm}^2} - 1,1 = 0,6 < 0,7 \text{ memenuhi}$$

Persyaratan tegangan geser total

$$\epsilon_{sc} + \epsilon_{sr} + \epsilon_{sh} < \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$1,64 + 0 + 0,6 < \frac{2,6}{\sqrt{0,9}}$$

$$2,245 < 2,740 \text{ memenuhi}$$

Persyaratan tegangan tekanan rata-rata

$$\frac{V_{max}}{A} = \frac{200297 \text{ N}}{27264 \text{ mm}^2} = 7,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ memenuhi}$$

Persyaratan stabilitas peletakan

$$\frac{V_{max}}{A_{eff}} \leq \frac{3 \times V_{max} \times t_1}{3 \times t}$$

$$\frac{2002976 \text{ N}}{21811,2 \text{ mm}^2} \leq \frac{2 \times 200297 \text{ N} \times 8\text{mm}}{3 \times 30\text{mm}}$$

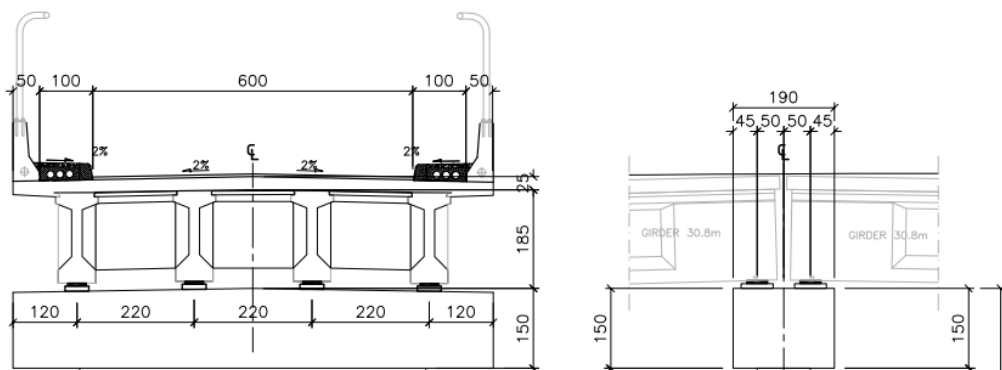
$$17,330 \text{ N} \leq 174,918 \text{ N} \text{ memenuhi}$$

Maka disimpulkan bahwa desain elastomer memenuhi untuk digunakan.

Desain *I Steel Girder, Diafragma, Shear Coonnector Sambungan dan Elastomer* akan dilampirkan.

4.3 Perencanaan Redesain Tahap 2 (RDT2) *Girder* PCI 30 m

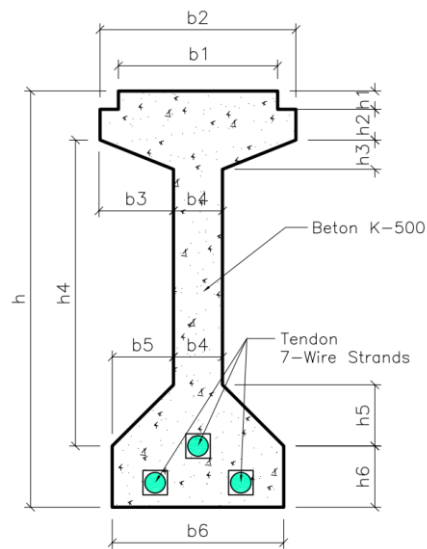
Setelah perencanaan redesain tahap 1 (RDT1) dengan *Girder* PCI 16 m digantikan dengan *Girder* Baja komposit dengan Panjang 16 m. Selanjutnya adalah melakukan redesain tahap 2 (RDT2) yaitu mendesain *Girder* PCI dengan Panjang 30 m. penampang jembatan pada *Girder Prestressed Concrete I (PCI)* ditunjukkan pada Gambar 4.26 berikut:



Gambar 4.26 Penampang *Girder* PCI 30 m

4.3.1 Data Desain *Girder*

Untuk mendesain *Girder prestressed concrete I (PCI)* ditentukan dimensi *Girder* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.27 dan Tabel 4.18 berikut:

Gambar 4.27 Dimensi *Prestressed Concrete I (PCI)*Tabel 4.18 Dimensi *Prestressed Concrete I (PCI)*

Kode	Lebar (m)	kode	Lebar (m)
b_1	0,650	h_1	0,070
b_2	0,800	h_2	0,130
b_3	0,300	h_3	0,120
b_4	0,200	h_4	1,250
b_5	0,250	h_5	0,250
b_6	0,700	h_6	0,250
		h	1,700

1. Mutu Beton PCI

Mutu beton *girder Prestress* : K- 500

Kuat tekan beton $f'_c = 0,83 \cdot K/10$: 41,5 MPa

Modulus elastis $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$: 30277,6 MPa

Angka *poison* ν : 0,15

Modulus geser $G = E_c / (2 \cdot (1 + 0,15))$: 13164,2 MPa

Koefisien muai Panjang untuk beton a : 0,00001

Kuat tekan beton pada keadaan awal (transfer)

$f'_{ci} = 0,80 \cdot f_c = 0,80 \cdot 41,5 \text{ MPa} = 33,20 \text{ MPa}$

Tegangan ijin beton saat penarikan:

Tegangan ijin tekan $0,60 \cdot f'_{ci} = 0,60 \times 33,20 \text{ MPa} = 19,92 \text{ MPa}$

Tegangan ijin tarik $0,50 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,50 \times 19,92 = 2,23 \text{ MPa}$

Tegangan ijin beton pada keadaan akhir

Tegangan Ijin tekan $0,45 \cdot f_c'$	$= 0,45 \times 33,20 \text{ MPa}$	$= 18,68 \text{ MPa}$
Tegangan ijin tarik $0,50 \cdot f_c'$	$= 0,50 \times 18,68 \text{ MPa}$	$= 3,22 \text{ MPa}$
Mutu beton plat lantai jembatan	: K-300	
Kuat tekan beton f_c'	: 24,9 MPa	
Modulus elastis E_c	: 23452,92 MPa	

2. Mutu Baja Prategang

Jenis *strand* (7 wire strands ASTM A-416 grade 270)

Tegangan leleh f_{py} : 1580 MPa

Kuat Tarik *strand* f_{pu} : 1860 MPa

Diameter nominal *strand* : 12,7 mm

Luas tampang nominal satu *strand* A_{st} : 98,7 mm²

Beban putus min satu *strand* P_{bs} : 187,32 kN

Jumlah kawat untaian (*Strands cable*) : 19 kawat untaian / tendon

Diameter selubung ideal ; 84 mm

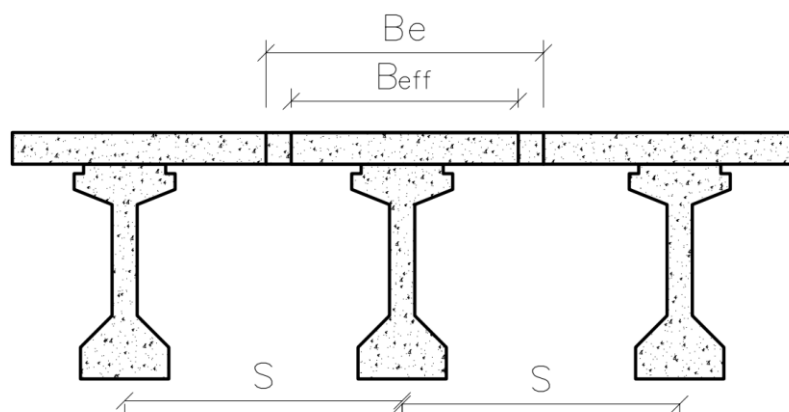
Luas tampang *strands* : 1875,3 mm²

Beban putus satu tendon P_{b1} : 3559,1 kN

Modulus elastis E_s : 193000 MPa

4.3.2 Penentuan Lebar efektif

Lebar Efektif pada beton *prestressed* ditunjukkan pada Gambar 4.28 berikut:



Gambar 4.28 Lebar efektif

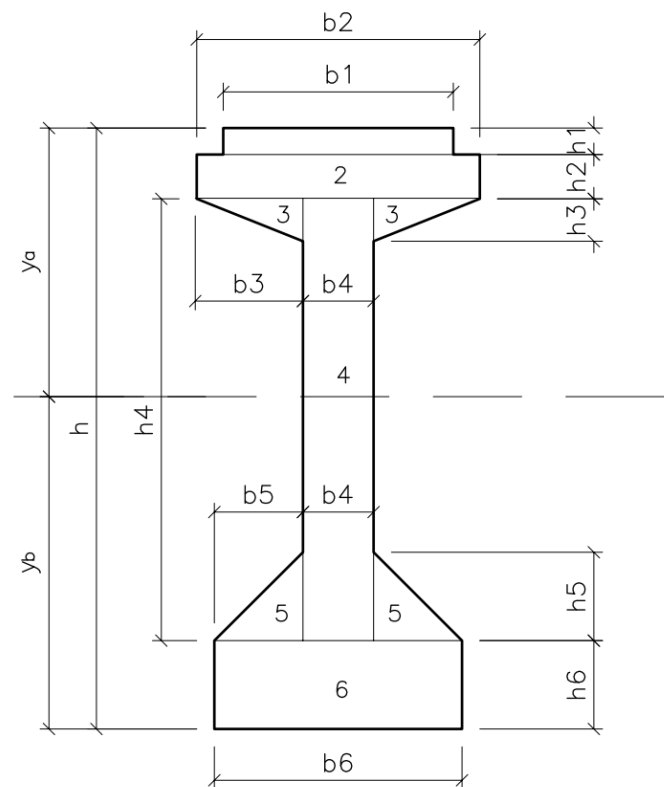
Nilai Bentang Efektif B_E di tentukan melalui memilih nilai terkecil antara:

1. $L/4 = 16 \text{ m} / 4 = 4 \text{ m}$
2. Jarak *gelagar* (S) = 2,2 m
3. $12x_t = 12 \times 0,25 \text{ m} = 3 \text{ m}$

Maka digunakan B_e	$= 2,2$ m
Kuat tekan plat beton $f'_{c(plat)}$	$= 24,9$ MPa
Kuat tekan beton PCI $f'_{c(balok)}$	$= 41,5$ MPa
Modulus elastis plat E_{plat}	$= 23452$ MPa
Modulus elastis PCI E_{balok}	$= 34626$ MPa
Nilai perbandingan modulus $n = E_{plat}/E_{balok}$	$= 0,677$
Lebar pengganti beton plat $B_{eff} = n \cdot B_e$	$= 1,49$ m

4.3.3 Section Properties Balok Prestressed concrete I

Section properties pada balok prestressed concrete I (PCI) ditunjukkan pada Tabel 4.19 dan pembagian luas Girder Prestressed Concrete I (PCI) ditunjukkan pada Gambar 4.29 berikut:



Gambar 4.29 kode luas Penampang PCI

Tabel 4.19 *Section propertis* balok PCI

no	Luas (A) m ²	Jarak kealas (y) m	Statis momen A x y m ³	Inersia momen A x y ² m ⁴	Inersia momen I _o m ⁴
1	0,046	1,665	0,0758	0,12614	0,00002
2	0,104	1,565	0,1628	0,25472	0,00015
3	0,036	1,460	0,0526	0,07678	0,00001
4	0,250	0,875	0,2188	0,19141	0,01085
5	0,063	0,333	0,0208	0,00691	0,00011
6	0,175	0,125	0,0219	0,00273	0,00091
Total	0,673		0,5525	0,65869	0,01205

Tinggi total balok prategang (h) = 1,700 m

Tinggi plat (t_s) = 0,250 m

Luas penampang PCI (A) = 0,673 m²

Lebar pengganti beton plat (B_{eff}) = 1,490 m

Letak titik berat

$$y_b = \sum A x y / \sum A = 0,5525 m^3 / 0,673 m^2 = 0,821 m$$

$$y_a = h - y_b = 1,700 m - 0,821 m = 0,879 m$$

Momen inersia terhadap alas balok

$$I_b = \sum A \cdot y^2 + \sum I_o$$

$$I_b = 0,65869 m^4 + 0,01205 m^4 = 0,67074 m^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok

$$I_x = I_b - A \cdot y_b^2$$

$$I_x = 0,67074 m^4 - 0,67100 m^2 \times (0,82095 m)^2 = 0,21716 m^4$$

Tahanan momen sisi atas

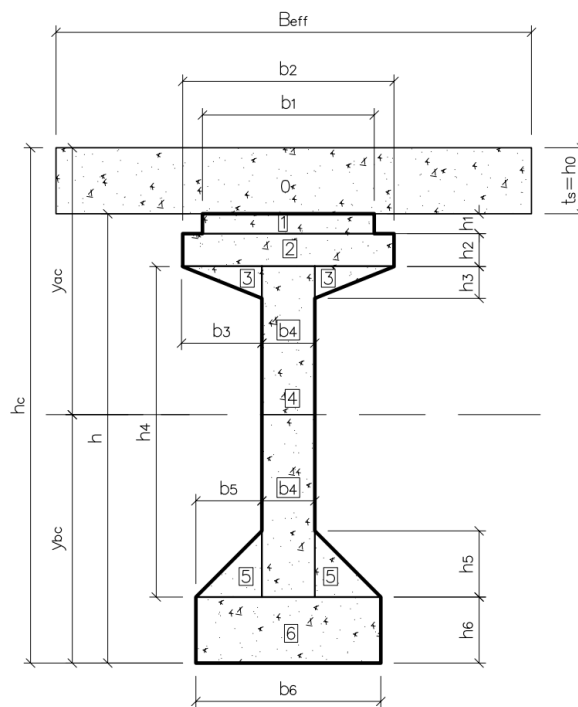
$$W_a = \frac{I_x}{y_a} = \frac{0,21716 m^4}{0,87905 m} = 0,247 m^3$$

Tahanan momen sisi bawah

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = \frac{0,21716 m^4}{0,82095 m} = 0,265 m^3$$

4.3.4 *Section properties* Balok komposit (PCI + Plat)

Section properties pada balok komposit dengan PCI dan Plat disatukan ditunjukkan pada Tabel 4.20 dan pembagian luas *Girder Prestressed Concrete I (PCI)* ditunjukkan pada Gambar 4.30 berikut:



Gambar 4.30 Kode Luas penampang Komposit

Tabel 4.20 *Section properties* balok komposit

no	Luas (A_c) m^2	Jarak kealas (y) m	Statis momen $A \times y$ m^3	Inersia momen $A \times y^2$ m^4	Inersia momen I_o m^4
0	0,373	1,825	0,67986	1,24075	0,00194
1	0,046	1,665	0,07576	0,12614	0,00002
2	0,104	1,565	0,16276	0,25472	0,00015
3	0,036	1,460	0,05257	0,07678	0,00001
4	0,250	0,875	0,21875	0,19141	0,01085
5	0,063	0,333	0,02078	0,00691	0,00011
6	0,175	0,125	0,02188	0,00273	0,00091
Total	1,046		1,23236	1,89943	0,01399

Tinggi total balok prategang (h_c) = 1,95 m

Luas penampang PCI (A_c) = 1,046 m^2

Letak titik berat

$$y_{bc} = \sum A_c \cdot y / \sum A_c = 1,232 \text{ m}^3 / 1,046 \text{ m}^2 = 1,179 \text{ m}$$

$$y_{ac} = h_c - y_{bc} = 1,950 \text{ m} - 1,179 \text{ m} = 0,771 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok

$$I_{bc} = \sum A_c \cdot y + \sum I_{co}$$

$$I_b = 1,89943 \text{ m}^4 + 0,01399 \text{ m}^4 = 1,91342 \text{ m}^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok

$$I_{xc} = I_{bc} - A_c \cdot y_{bc}^2$$

$$I_x = 1,91342 \text{ m}^4 - 1,046 \text{ m}^2 \times (1,179 \text{ m})^2 = 0,46084 \text{ m}^4$$

Tahanan momen sisi atas plat

$$W_{ac} = \frac{I_{xc}}{y_{ac}} = \frac{0,46084 \text{ m}^4}{0,77130 \text{ m}} = 0,59749 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi atas balok

$$W'_{ac} = \frac{I_{xc}}{(y_{ac} - h_o)} = \frac{0,46084 \text{ m}^4}{0,771 \text{ m} - 0,250 \text{ m}} = 0,88402 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi bawah balok

$$W_{bc} = \frac{I_{xc}}{y_{bc}} = \frac{0,46084 \text{ m}^4}{0,179 \text{ m}} = 0,39098 \text{ m}^3$$

4.3.5 Pembebanan

4.3.5.1 Berat sendiri (MS)

Diafragma

Tebal : 0,2 m

Lebar : 1,5 m

Tinggi : 1,25m

Berat satu buah *Diafragma* W = 9,375 kN

Jumlah *Diafragma* dalam satu *Girder* n = 7 buah

Sehingga berat Total diafragma W_d = 9,375 x 7 = 65,625 kN

Panjang bentang jembatan L = 30 m

Jarak *segmen Diafragma*

$$X_3 = 5\text{m} + 5\text{m} + 5\text{m} = 15 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

$$X_2 = 5\text{m} + 5\text{m} = 10 \text{ m (dari tengah bentang)}$$

$$X_1 = 5\text{m} = 5\text{m} \text{ (dari tengah bentang)}$$

$$X_0 = 0$$

Momen maks ditengah bentang $L = 30 \text{ m}$

$$M_{max} = \left(\frac{1}{2} \cdot n \cdot X_3 - X_2 - X_1 \right) \cdot W$$

$$M_{max} = \left(\frac{1}{2} \times 7 \times 15\text{m} - 10\text{m} - 5\text{m} \right) \cdot 9,375 \text{ kN} = 351,56 \text{ kNm}$$

Berat Diafragma ekivalen

$$Q_d = \frac{(8 \cdot M_{max})}{L^2}$$

$$Q_d = \frac{(8 \times 351,56 \text{ kNm})}{30\text{m}^2} = 3,125 \text{ kN/m}$$

Berat Balok *Prestressed*

$$\text{Panjang bentang } L = 30,00 \text{ m}$$

$$\text{Luas Penampang } A = 0,673 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat balok } A \times L \times W_c = 0,673 \text{ m}^2 \times 30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 504,75 \text{ kN}$$

$$Q_{balok} = \text{Berat balok} / L = 16,825 \text{ kN/m}$$

$$\text{Gaya Geser } V_{ms} = \frac{1}{2} \times Q_{ms} \times L$$

$$\text{Momen } M_{ms} = \frac{1}{8} \times Q_{ms} \times L^2$$

Sehingga momen dan geser akibat beban sendiri ditunjukkan pada Tabel 4.21 berikut:

Tabel 4.21 Momen dan Geser akibat beban sendiri

No	Jenis Beban	(b) m	(h) m	(A) m ²	Q_{ms} kN/m	V_{ms} kN	M_{ms} kNm
1	PCI	-	-	-	16,8250	252,3750	1892,8125
2	Plat Lantai	2,200	0,250	0,550	13,7500	206,2500	1546,8750
3	Rc plate	1,550	0,070	0,109	2,3870	35,8050	268,5375
4	Diafragma	-	-	-	3,1250	46,8750	351,5625
Total					36,0870	541,3050	4059,7875

4.3.5.2 Beban Mati Tambahan (MA)

$$\text{Beban } Q_{MA} = A \times w$$

$$\text{Gaya geser} = \frac{1}{2} \times Q_{MA} \times L$$

$$\text{Momen} = \frac{1}{8} \times Q_{MA} \times L^2$$

Sehingga Beban Gaya geser dan momen akibat beban mati tambahan ditunjukkan pada Tabel 4.22 berikut:

Tabel 4.22 Momen dan Geser akibat beban mati tambahan

No	Jenis beban	b m	h m	A m ²	Q_{MA} kN/m	V_{MA} kN	M_{MA} kNm
1	Aspal+overlay	2,2	0,05	0,11	2,4200	36,3000	272,2500
2	Air Hujan	2,2	0,05	0,11	1,0780	16,1700	121,2750
Total					3,4980	52,4700	393,5250

4.3.5.3 Beban Lajur (D)

1. Beban Terbagi Rata (BTR)

Pada kasus ini panjang bentang $L=30 \text{ m}$ ($L \leq 30 \text{ m}$) maka :

$$Q = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi rata (*BTR*) yang membebani akan dikurangi 70% sesuai dengan beban persyaratan pada SNI 1725-2016 untuk kelas jalan Provinsi. Karena tidak banyak terdapat kendaraan yang melintas pada jembatan

$$Q_{BTR} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

Beban (*BTR*) yang berada ditengah bentang

$$W_{BTR} = Q_{BTR} \times S = 9,0 \text{ kN/m}^2 \times 2,2 \text{ m} \times 70\% = 13,86 \text{ kN/m}$$

2. Beban Garis Terpusat (*BGT*)

Beban garis terpusat dengan *intensitas* p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan

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

karena memiliki bentang 30 m maka nilai FBD (faktor beban) adalah sebesar

$$FBD = 0,4$$

Dan jembatan merupakan kelas jalan provinsi maka akan terjadi pengurangan beban sebesar 70% dari *BGT*

Beban garis *BGT* ditengah gelagar

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1+FBD) \times BGT \times S \\ &= (1+0,4) \times 49 \text{ kN/m} \times 2,2 \text{ m} \\ &= 150,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} \times 70\% &= 150,92 \text{ kN} \times 70\% \\ &= 105,644 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum

$$\begin{aligned} V_{TD} &= (0,5 \times W_{BTR} \times L) + (0,5 P_{BGT}) \\ &= (0,5 \times 13,86 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m}) + (0,5 \times 105,64 \text{ kN}) \\ &= 260,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen

$$\begin{aligned} M_{TD} &= (0,125 \times W_{BTR} \times L^2) + (0,25 \times P_{BGT} \times L) \\ &= (0,125 \times 13,86 \text{ kN/m} \times (30\text{m})^2) + (0,25 \times 105,64 \text{ kN} \times 16 \text{ m}) \\ &= 2351,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.3.5.4 Beban Rem (*TB*)

$$\text{Jumlah lajur } (n_l) = 2$$

$$\text{Jumlah Gelagar } (n_g) = 4$$

$$\text{Lebar jalan } b_l = 6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } L = 30 \text{ m}$$

$$Q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

Beban *BTR* yang bekerja disemua jalur

$$P_{BTR} = Q_{BTR} \times b_l \times L$$

$$P_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 30 \text{ m} = 1620 \text{ kN}$$

Beban rem harus diambil yang terbesar dari:

25 % dari berat *gandar* truk desain

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

Sehingga:

$$W_t = 225 \text{ kN}$$

$$TB_1 = 25\% \times \frac{n_l + W_t}{nG}$$

$$= 25\% \times \frac{2 + 225 \text{ kN}}{4} = 28,125 \text{ kN}$$

$$P_t = 500 \text{ kN}$$

$$TB_2 = 5\% \times \frac{P_t n_l + P_{BTR}}{nG}$$

$$= 5\% \times \frac{500 \text{ kN} \times 2 + 1620 \text{ kN}}{4} = 32,75 \text{ kN}$$

Karena nilai TB_2 lebih besar dari TB_1 maka gaya yang digunakan adalah 32,750 kN.

Lengan terhadap momen akibat gaya rem

$$y = 1,80 \text{ m} + 0,25 \text{ m} + 0,77 \text{ m} = 2,621 \text{ m}$$

Beban momen akibat gaya rem

$$M = T_{TB} \times y = 32,750 \text{ kN} \times 2,621 \text{ m} = 85,847 \text{ kNm}$$

Gaya geser dan momen maksimum

$$V_{TB} = M / L = 85,847 \text{ kNm} / 30 \text{ m} = 2,862 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = 0,5 \times M = 0,5 \times 85,847 \text{ kNm} = 42,923 \text{ kNm}$$

4.3.5.5 Beban Angin (EW)

1. Beban angin pada struktur (E_{ws})

Tinggi struktur tidak lebih tinggi dari 10 m sehingga

$$V_O = V_B = V_{DZ} = 126 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin dasar P_b	= 0,0024 MPa	= 2,4 kN/m ²
Tinggi Baja h_b	= 1700 mm	= 1,7 m
Tinggi Parapet h_{br}	= 1200 mm	= 1,2 m
Panjang jembatan L	= 16000 mm	= 16,0 m

Maka tekanan angin p_d

$$P_d = p_b \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{EWS} = P_d \times \text{tinggi bangunan} = 2,4 \text{ kN/m}^2 \times (1,7 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) = 6,96 \text{ kN/m}$$

Momen maksimum akibat beban angin pada struktur (EWS)

$$M_{EWS} = \frac{1}{8} \times Q_{EWS} \times L^2$$

$$M_{EWS} = \frac{1}{8} \times 6,960 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (30 \text{ m})^2 = 783 \text{ kNm}$$

Gaya geser maksimum akibat beban angin pada struktur (EWS)

$$V_{EWS} = \frac{1}{2} \times Q_{EWS} \times L$$

$$V_{EWS} = \frac{1}{2} \times 6,960 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 30 \text{ m} = 104,4 \text{ kN}$$

2. Beban angin pada kendaraan

Jembatan dirancang memikul beban angin pada kendaraan dengan

Tekanan angin sebesar 1,46 kN/m

Tegak lurus rencana yang bekerja 1,8 m

$$P_{EW} = 1,46 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m} = 43,800 \text{ kN}$$

Lengan jarak beban angin kendaraan y = 2,620 m

Momen akibat beban angin kendaraan (EWI)

$$M_{EWI} = P_{EW} \times y = 43,800 \text{ kN} \times 2,620 \text{ m} = 114,813 \text{ kNm}$$

$$Q_{EW} = (M_{EWI} \times 8) / L^2$$

$$Q_{EW} = (114,813 \text{ kNm} \times 8) / (30 \text{ m})^2 = 1,02 \text{ kN/m}$$

Gaya geser maksimum akibat beban angin kendaraan

$$V_{EWI} = 0,5 \times Q_{EW} \times L$$

$$V_{EWI} = 0,5 \times 1,020 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m} = 15,308 \text{ kN}$$

4.3.5.6 Beban Gempa (EQ)

Kelas Situs merupakan Tanah Lunak kelas E dengan hasil telah ditunjukkan pada perhitungan beban Gempa pada Hal 113 atau pada Perhitungan Beban gempa *Steel Girder* sebelumnya.

Selanjutnya ditampilkan Berat beban Mati RDT2 bentang 30 m seperti pada Tabel 4.23 berikut:

Tabel 4.23 Berat beban mati RDT2

Komponen	Q(kN/m)	Berat per 30 m (kN)
Girder PCI	16,825	504,750
Diafragma	3,125	15,625
RC – Plate	2,387	71,610
Aspal	2,420	72,600
Plat Lantai	13,750	412,500
Air hujan	1,078	32,340
Jumlah $W_t = (Q_{MS} + Q_{MS})$		1109,425

$$E_c = 4700 \sqrt{60} = 36406,043 \text{ MPa}$$

$$g = 9,81 \text{ m/det}^2$$

$$I_x = 0,4608 \text{ m}^4$$

Waktu getar jembatan arah memanjang (T_x) panjang 30 m

$$k = \frac{48xE_c x I_x}{L^3} = 29826 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k = \frac{48x ((36406,043 \text{ MPa}) * 1000) x 0,4608 \text{ m}^4}{(30 \text{ m})^3} = 29826,701 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_x = 2 x 3,14 \sqrt{\frac{W_t}{g x k}}$$

$$T_x = 2 x 3,14 \sqrt{\frac{1109,425 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} x 29826,701 \text{ kN/m}}} = 0,386$$

Waktu getar jembatan arah memanjang (T_y) panjang 9 m

$$k = \frac{48xE_c x I_x}{L^3} = 29826 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k = \frac{48x ((36406,043 \text{ MPa}) * 1000) x 0,4608 \text{ m}^4}{(9 \text{ m})^3} = 1104692,639 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_y = 2 x 3,14 \sqrt{\frac{W_t}{g x k}}$$

$$T_y = 2 x 3,14 \sqrt{\frac{1109,425 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} x 1104692,639 \text{ kN/m}}} = 0,063$$

Untuk menghitung beban gempa pada jembatan, dibutuhkan data sebagai berikut:

Faktor modifikasi respons bangunan atas (R): 2 (SNI 2833:2016)

Koefisien Tanah Lunak (SI) : 2,8 (SNI 2833:2016)

Akselerasi puncak dasar batuan : 0,254 g = 0,254 / 9,81 m/s²

Koefisien Respons gempa (CSM_x) arah memanjang jembatan :

$$CSM_x = \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,025 \text{ m/s}^2 \times 1,4}{(0,386\text{s}^2)^{2/3}} = 0,803$$

Koefisien Respons gempa (CSM_y) arah melintang jembatan :

$$CSM_y = \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,025 \text{ m/s}^2 \times 1,4}{(0,063\text{s}^2)^{2/3}} = 2,679$$

Beban Gempa yang bekerja pada jembatan RDT2 bentang 30 m:

$$\begin{aligned} EQ_x &= \frac{CSM_x}{Rd} \times Wt \\ &= \frac{0,803}{2} \times 1109,429 \text{ kN} = 445,960 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EQ_y &= \frac{CSM_y}{Rd} \times Wt \\ &= \frac{2,679}{2} \times 1109,429 \text{ kN} = 35,449 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen Maksimum

$$M_{\max(x)} = \frac{1}{8} \times EQ_x \times L$$

$$M_{\max(x)} = \frac{1}{8} \times 19,940 \text{ kN} \times 16 \text{ m} = 79,76 \text{ kNm}$$

$$M_{\max(y)} = \frac{1}{8} \times EQ_y \times L$$

$$M_{\max(y)} = \frac{1}{8} \times 35,449 \text{ kN} \times 9 \text{ m} = 79,76 \text{ kNm}$$

Berat per meter

$$Q_{EQ} = \frac{M_{\max} \times 8}{L^2}$$

$$Q_{EQ} = \frac{79,76 \times 8}{30^2} = 14,867 \text{ kN/m}$$

Geser Maksimum

$$V_{\max(x)} = \frac{1}{2} \times Q_{EQ} \times L$$

$$V_{\max(x)} = \frac{1}{2} \times 14,867 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m} = 222,980 \text{ kNm}$$

$$V_{\max(y)} = \frac{1}{2} \times E_Q \times L$$

$$V_{\max(y)} = \frac{1}{2} \times 14,867 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m} = 222,980 \text{ kNm}$$

4.3.6 Gaya Momen dan Geser pada Beton Prategang

Panjang bentang RDT 2 (L) = 30 m

Setelah dilakukan perhitungan Pembebanan pada jembatan, selanjutnya ditunjukkan Rekapitulasi Pembebanan pada Tabel 4.24 berikut:

$$\begin{aligned} \text{Momen pada PCI} &= 1/8 \times Q_{\text{balok}} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 16,825 \text{ kN/m} \times (30\text{m})^2 \\ &= 1892,8125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada plat} &= 1/8 \times Q_{\text{plat}} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 13,750 \text{ kN/m} \times (30\text{m})^2 \\ &= 1546,879 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 4.24 Rekapitulasi pembebanan

NO	Jenis beban	Q (kN/m)	P (kN)	Momen (kNm)	Geser (kN)
1	MS	36,087	-	4059,788	541,305
2	MA	3,498	-	393,525	52,470
3	TD	13,860	105,644	2351,580	260,722
4	TB	1,092	-	42,924	2,862
5	EWS	6,960	-	783,000	104,400
6	EW1	1,021	-	114,813	15,308
7	EQ (x)	14,865	222,980	1672,353	222,980
8	EQ (y)	14,865	743,268	1672,353	222,980
Total		92,248	1071,892	9417,982	1423,028

Persamaan momen dan geser ditunjukkan pada Tabel berikut 4.25 berikut:

Tabel 4.25 Persamaan momen dan Persamaan geser

No	Jenis beban	Persamaan momen	Persamaan Geser
1	MS	$\frac{1}{2} \times Q_{MS} \times (Lx - X^2)$	$Q_{MS} \times \left(\frac{L}{2} - X\right)$
2	MA	$\frac{1}{2} \times Q_{MA} \times (Lx - X^2)$	$Q_{MA} \times \left(\frac{L}{2} - X\right)$
3	TD	$\frac{1}{2} \times Q_{TD} \times (Lx - X^2)$ $+ \frac{1}{2} \times P_{TD} \times X$	$Q_{TD} \times \left(\frac{L}{2} - X\right) + \frac{1}{2} \times P_{TD}$
4	TB	$\frac{X}{L} \times M_{TB}$	$\frac{M_{TB}}{L}$
5	EW	$\frac{1}{2} \times Q_{EW} \times (Lx - X^2)$	$Q_{EW} \times \left(\frac{L}{2} - X\right)$
6	EQ	$\frac{1}{2} \times Q_{EQ} \times (Lx - X^2)$	$Q_{EQ} \times \left(\frac{L}{2} - X\right)$

Sehingga menghasilkan Momen seperti ditunjukkan pada Tabel 4.26 dan kombinasi momen pada Tabel 4.27 berikut:

Tabel 4.26 Momen pada balok prategang

Jarak X m	MS kNm	MA kNm	TD kNm	TB kNm	EWS kNm	EW1 kNm	EQ kNm
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,0	523,262	50,721	253,792	2,862	100,920	14,798	215,548
2,0	1010,436	97,944	493,724	5,723	194,880	28,576	416,230
3,0	1461,524	141,669	719,796	8,585	281,880	41,333	602,047
4,0	1876,524	181,896	932,008	11,446	361,920	53,069	772,999
5,0	2255,438	218,625	1130,360	14,308	435,000	63,785	929,085
6,0	2598,264	251,856	1314,852	17,170	501,120	73,480	1070,306
7,0	2905,004	281,589	1485,484	20,031	560,280	82,155	1196,661
8,0	3175,656	307,824	1642,256	22,893	612,480	89,809	1308,151
9,0	3410,222	330,561	1785,168	25,754	657,720	96,443	1404,776
10,0	3608,700	349,800	1914,220	28,616	696,000	102,056	1486,536
11,0	3771,092	365,541	2029,412	31,477	727,320	106,649	1553,430
12,0	3897,396	377,784	2130,744	34,339	751,680	110,221	1605,459
13,0	3987,614	386,529	2218,216	37,201	769,080	112,772	1642,622
14,0	4041,744	391,776	2291,828	40,062	779,520	114,303	1664,920
15,0	4059,788	393,525	2351,580	42,924	783,000	114,813	1672,353

Tabel 4.27 Kombinasi momen

Jarak X (m)	KOMB 1 MS+ MA+ TD+ TB (kNm)	KOMB 2 MS + MA + TD + EW (kNm)	KOMB 3 MS + MA + TD + TB + EW (kNm)	KOMB 4 MS +MA + EQ (kNm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
1,0	830,636	943,493	946,354	789,530
2,0	1607,827	1825,560	1831,283	1524,610
3,0	2331,573	2646,201	2654,786	2205,239
4,0	3001,874	3405,417	3416,864	2831,419
5,0	3618,730	4103,208	4117,515	3403,147
6,0	4182,142	4739,572	4756,742	3920,426
7,0	4692,108	5314,512	5334,543	4383,254
8,0	5148,629	5828,025	5850,918	4791,631
9,0	5551,705	6280,113	6305,868	5145,559
10,0	5901,336	6670,776	6699,392	5445,036
11,0	6197,522	7000,013	7031,491	5690,062
12,0	6440,263	7267,825	7302,164	5880,639
13,0	6629,559	7474,210	7511,411	6016,765
14,0	6765,410	7619,171	7659,233	6098,440
15,0	6847,816	7702,706	7745,629	6125,665

dan menghasilkan Gaya geser seperti ditunjukkan pada Tabel 4.28 dan kombinasi momen pada Tabel 4.29 berikut:

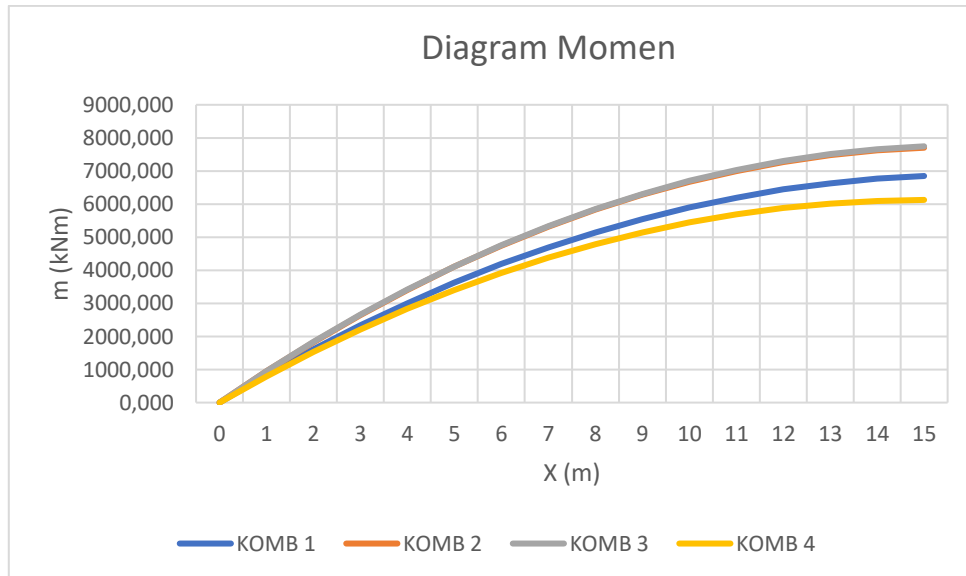
Tabel 4.28 Geser pada balok prategang

Jarak X m	MS kN	MA kN	TD kN	TB kN	EWS kN	EW1 kN	EQ kN
0,0	541,305	52,470	260,722	2,862	104,400	15,308	222,980
1,0	505,218	48,972	246,862	2,862	97,440	14,288	208,115
2,0	469,131	45,474	233,002	2,862	90,480	13,267	193,250
3,0	433,044	41,976	219,142	2,862	83,520	12,247	178,384
4,0	396,957	38,478	205,282	2,862	76,560	11,226	163,519
5,0	360,870	34,980	191,422	2,862	69,600	10,206	148,654
6,0	324,783	31,482	177,562	2,862	62,640	9,185	133,788
7,0	288,696	27,984	163,702	2,862	55,680	8,164	118,923
8,0	252,609	24,486	149,842	2,862	48,720	7,144	104,058
9,0	216,522	20,988	135,982	2,862	41,760	6,123	89,192
10,0	180,435	17,490	122,122	2,862	34,800	5,103	74,327
11,0	144,348	13,992	108,262	2,862	27,840	4,082	59,461
12,0	108,261	10,494	94,402	2,862	20,880	3,062	44,596
13,0	72,174	6,996	80,542	2,862	13,920	2,041	29,731
14,0	36,087	3,498	66,682	2,862	6,960	1,021	14,865
15,0	0,000	0,000	52,822	2,862	0,000	0,000	0,000

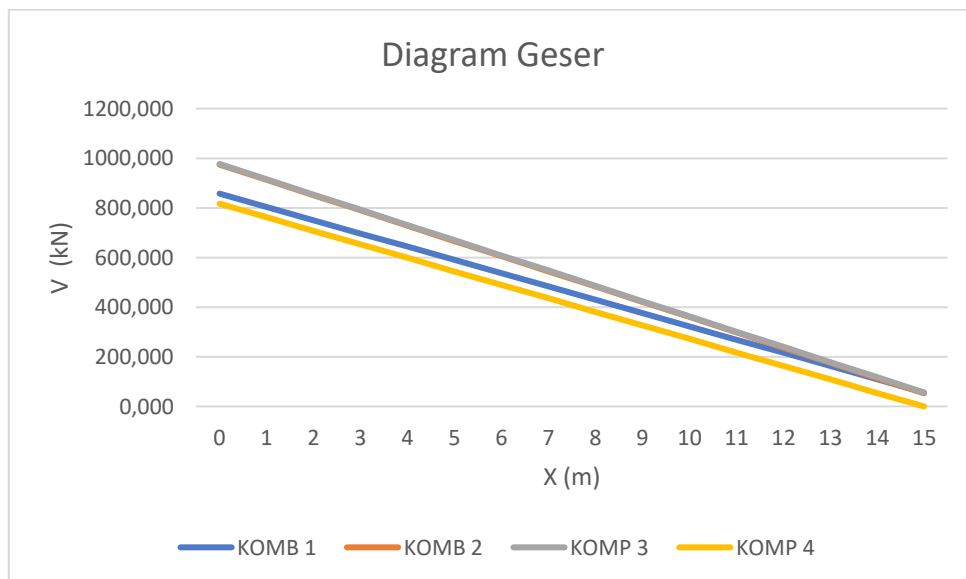
Tabel 4.29 Kombinasi Geser

Jarak X (m)	KOMB 1 MS+ MA+ TD+ TB (kN)	KOMB 2 MS + MA + TD + EW (kN)	KOMB 3 MS + MA + TD + TB + EW (kN)	KOMB 4 MS +MA + EQ (kN)
0,0	857,359	974,205	977,067	816,755
1,0	803,914	912,780	915,641	762,305
2,0	750,469	851,354	854,216	707,855
3,0	697,024	789,929	792,790	653,404
4,0	643,579	728,503	731,365	598,954
5,0	590,134	667,078	669,939	544,504
6,0	536,689	605,652	608,514	490,053
7,0	483,244	544,226	547,088	435,603
8,0	429,799	482,801	485,663	381,153
9,0	376,354	421,375	424,237	326,702
10,0	322,909	359,950	362,811	272,252
11,0	269,464	298,524	301,386	217,801
12,0	216,019	237,099	239,960	163,351
13,0	162,574	175,673	178,535	108,901
14,0	109,129	114,248	117,109	54,450
15,0	55,684	52,822	55,684	0,000

Dari pengolahan data diatas menghasilkan Diagram Momen dan Geser yang ditunjukkan pada Gambar 4.31 dan Gambar 4.32 berikut:



Gambar 4.31 Diagram momen



Gambar 4.32 Diagram Geser

4.3.7 Gaya Prategang, Eksentrisitas, dan Jumlah Tendon

Untuk merencanakan *Girder Prestressed* akan ditentukan besar Gaya Prategang, *Eksentrisitas* dan jumlah tendon yang akan digunakan di dalam *girder*. Yang akan dicek terlebih dahulu kondisi awal dan kondisi akhir.

4.3.7.1 Kondisi Awal (Saat Transfer)

Kondisi awal atau kondisi *Girder* pada saat Transfer direncanakan sebagai berikut:

Mutu Beton yang akan digunakan pada *Girder PCI* adalah K- 500 sehingga

$$f_c' = 41500 \text{ kPa}$$

$f_{cl}' (0,8 \times f_c') = 33200 \text{ kPa}$ (Kuat tekan beton pada kondisi awal)

Section Properties

$$W_a = 0,247 \text{ m}^3$$

$$W_b = 0,265 \text{ m}^3$$

$$A = 0,673 \text{ m}^2$$

Jarak titik berat akan diasumsikan terhadap alas balok dengan $Z_0 = 0,125 \text{ m}$

Sehingga

$$e_s = y_b - Z_0 = 0,820 \text{ m} - 0,125 \text{ m} = 0,696 \text{ m}$$

$$M_{balok} = 1892,813 \text{ kNm}$$

Akan didapat besar gaya prategang awal di antara 2 persamaan

Persamaan 1

$$P_t = \frac{M_{balok}}{e_s - \frac{W_a}{A}} = \frac{1892,813 \text{ kNm}}{0,696 \text{ m} - \frac{0,247 \text{ m}}{0,673 \text{ m}^2}} = 5755,482 \text{ kN}$$

Persamaan 2

$$P_t = \frac{0,6 \times f_{cl}' \times W_b + M_{balok}}{\frac{W_b}{A} + e_s} = \frac{0,6 \times 33200 \text{ kPa} \times 0,265 \text{ m}^3 + 1892,813 \text{ kNm}}{\frac{0,265 \text{ m}^3}{0,673 \text{ m}^2} + 0,696 \text{ m}}$$

$$P_t = 6576,827 \text{ kN}$$

Digunakan persamaan terkecil yaitu $P_t = 5755,482 \text{ kN}$

4.3.7.2 Kondisi Akhir

Kondisi akhir adalah kondisi dengan *Girder* telah terpasang oleh tendon yang akan dipasang.

Jumlah tendon yang akan digunakan

$$n_T = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{b1}} = \frac{5755,482 \text{ kN}}{0,85 \times 0,80 \times 3559,100 \text{ kN}} = 2,37 \text{ Tendon}$$

Sehingga akan bulatkan menjadi 3 tendon yang akan dipasang

Jumlah kawat untaian (*Strand* kabel) yang diperlukan

$$n_S = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{bS}} = \frac{5755,482 \text{ kN}}{0,85 \times 0,80 \times 187,320 \text{ kN}} = 45,185 \text{ Strand}$$

Sehingga akan dibulatkan menjadi 50 *strand* dengan pemasangan sesuai dengan

Tabel 4.30 berikut:

Tabel 4.30 Jumlah Total *Strands*

Kode Tendon	Jumlah Tendon	<i>Strands</i>	Total <i>Strands</i>
n_{S1}	2 tendon	19 <i>strand</i>	38 <i>strand</i>
n_{S2}	1 tendon	12 <i>strand</i>	19 <i>strand</i>
n_T	3 tendon	n_S	50 <i>strand</i>

Presentase tegangan leleh yang timbul pada baja (%*jacking force*)

$$P_o = \frac{P_t}{0,85 \times n_S \times P_{bS}} = \frac{5755,482 \text{ kN}}{0,85 \times 57 \times 187,320 \text{ kN}} = 0,634 \text{ atau } 63\% < 80\% \text{ (OK)}$$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking*

$$P_j = P_o \times n_S \times P_{bS} = 63\% \times 57 \times 187,329 \text{ kN} = 6771,155 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan tegangan (*Loss of Prestress*) Sebesar 30%

Gaya pratagang akhir setelah kehilangan tegangan (*Loss Prestress*)

$$P_{eff} = 70\% \times P_j = 70\% \times 6771,155 \text{ kN} = 4739,809 \text{ kN}$$

4.3.7.3 Pembesian Balok Prategang

Pembesian pada balok prategang PCI kan dibagi menjadi 3 bagian atas, badan dan bawah.

Tulangan arah memanjang akan digunakan besi diameter 13

$$\text{Dengan } A_S = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{3,14}{4} \times 13 \text{ mm}^2 = 132,665 \text{ mm}^2 = 0,000132 \text{ m}^2$$

Luas *Girder* bagian atas

$$A_{atas} = 0,20950 \text{ m}^2$$

$$A_{S(atas)} = 0,50 \times A_{atas} = 0,00105 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{S(atas)}}{A_S} = \frac{0,00105 \text{ m}^2}{0,000132 \text{ m}^2} = 7,89 \text{ buah}$$

Girder bagian atas akan menggunakan 10D13 (d disesuaikan)

Luas *Girder* bagian bawah

$$A_{bawah} = 0,2875 \text{ m}^2$$

$$A_{S(bawah)} = 0,50 \times A_{bawah} = 0,001438 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{S(bawah)}}{A_S} = \frac{0,00143 \text{ m}^2}{0,000132 \text{ m}^2} = 10,83 \text{ buah}$$

Girder bagian bawah akan menggunakan 12D13 (d disesuaikan)

Luas *Girder* bagian badan

$$A_{badan} = 0,17600 \text{ m}^2$$

$$A_S(\text{badan}) = 0,50 * A_{\text{badan}} = 0,00088 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_S(\text{badan})}{A_S} = \frac{0,00088 \text{ m}^2}{0,000132 \text{ m}^2} = 6,63 \text{ buah}$$

Girder bagian badan akan menggunakan 8D13 (d disesuaikan)

Hasil desain akan dilampirkan.

4.3.7.4 Posisi Tendon

Posisi tendon pada *girder* direncanakan sebagai berikut:

1. Posisi Tendon ditengah bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon 1 dengan asumsi $a = 0,1 \text{ m}$, posisi baris tendon ditunjukkan pada Tabel 4.31 berikut:

Tabel 4.31 Jumlah Total tendon dan *strands*

n_{S1}	2 tendon	19 strand	38 strand
n_{S2}	1 tendon	12 strand	19 strand
n_T	3 tendon	n_S	50 strand

$$e_s = 0,696 \text{ m}$$

$$Z_o = 0,125 \text{ m}$$

y_d = jarak vertikal antara as ke as tendon

Momen statis tendon terhadap alas

$$y_d = n_s x \frac{Z_o - a}{n_{S2}} = 3 x \frac{0,125 \text{ m} - 0,1 \text{ m}}{12} = 0,1042 \text{ m digunakan } 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Diameter selubung tendon } d_t = 84 \text{ mm} = 0,084 \text{ m}$$

Jarak bersih vertikal antara selubung tendon

$$y_d - d_t = 0,15 \text{ m} - 0,084 \text{ m} = 0,066 \text{ m} = 66 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

2. Posisi Tendon di Tumpuan

Diambil jarak dari alas balok ke as baris ke-3 $a' = 0,35 \text{ m}$

Tabel 4.32 tendon dan jumlah *strand*

Jumlah tendon baris 1	n_{S1}	1 tendon	12 strand
Jumlah tendon baris 2	n_{S2}	1 tendon	19 strand
Jumlah tendon baris 3	n_{S3}	1 tendon	19 strand

y_e adalah letak titik berat tendon terhadap pusat tendon bawah

$$y_b = 0,8209 \text{ m}$$

Momen statis tendon terhadap pusat tendon

Tabel 4.33 statis tendon

n_l	$y_{d'}$	$n_l \times y_{d'}$
12	0	0
19	1	19
19	2	38

$$\sum ni \times y_d = n_s \times y_e$$

$$\frac{y_e}{y_{d'}} = \frac{\sum ni \times y_{d'}}{n_s} = \frac{57}{50} = 1,14$$

$$y_e = y_b - a' = 0,820m - 0,35 m = 0,470 m$$

$$y_{d'} = \frac{y_e}{\frac{y_e}{y_{d'}}} = \frac{0,470}{1,14} = 0,413m$$

$$Z_o = a' + y_e = y_b = 0,35 + 0,470 = 0,8209 m$$

3. Eksentrisitas masing-masing Tendon

Eksentrisitas pada Tendon ditunjukkan pada Tabel 4.34 berikut:

Tabel 4.34 Eksentrisitas tendon

No Tendon	Posisi Tendon ditumpukan X = 0,00 m	$Z_{1'}$ (m)	
1	$Z_{1'} = a' + 2 \times y_{d'}$	1,176	
2	$Z_{2'} = a' + 1 \times y_{d'}$	0,763	
3	$Z_{2'} = a'$	0,350	
No Tendon	Posisi Tendon ditengah X = 15,00 m	Z_I (m)	$f_I = Z_{1'} - Z_I$ (m)
1	$Z_{1'} = a' + y_{d'}$	0,250	0,926
2	$Z_{1'} = a'$	0,100	0,663
3	$Z_{1'} = a'$	0,100	0,250

4. Lintasan Inti Tendon

Panjang balok prategang L= 30 m

Eksentrisitas $e_s = 0,696 m$

Persamaan lintasan tendon $Y = 4 \times f \times X / L^2 \times (L - X)$ dengan $f = e_s$

Lintasan Inti tendon ditunjukkan pada Tabel 4.35 berikut:

Tabel 4.35 Lintasan inti tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0,25	-0,023	10,00	0,619	21,00	0,585
0,00	0,000	11,00	0,646	22,00	0,544
1,00	0,090	12,00	0,668	23,00	0,498
2,00	0,173	13,00	0,684	24,00	0,445
3,00	0,251	14,00	0,693	25,00	0,387
4,00	0,322	15,00	0,696	26,00	0,322
5,00	0,387	16,00	0,693	27,00	0,251
6,00	0,445	17,00	0,684	28,00	0,173
7,00	0,498	18,00	0,668	29,00	0,090
8,00	0,544	19,00	0,646	30,00	0,000
9,00	0,585	20,00	0,619	0,25	0,023

$$X_o = 0,250 \text{ m}$$

$$e_o = 0,023 \text{ m}$$

$$\frac{L}{2} + X_o = 15,25 \text{ m}$$

$$e_s + e_o = 0,696 \text{ m} + 0,023 \text{ m} = 0,719 \text{ m}$$

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BC} = 2 \times \frac{e_s + e_o}{\frac{L}{2} + X_o} = 2 \times \left(\frac{0,719 \text{ m}}{15,25 \text{ m}} \right) = 0,094 \text{ m}$$

5. Sudut Angkur

Persamaan lintasan angkur

$$Y = 4 \times f \times X / L^2 \times (L - X)$$

Untuk $X=0$ (posisi angkur di tumpuan), maka $\frac{dY}{dX} = 4 \times f \times L / L$

Dengan persamaan sudut angkur adalah $\alpha = \text{ATAN} \left(\frac{dY}{dX} \right)$

Sehingga didapatkan sudut pengangkuran tendon seperti ditunjukkan pada Tabel 4.36 berikut:

Tabel 4.36 Sudut pengangkuran tendon

NO	Strand	D (mm)	f_l	$\frac{dY}{dX}$	α	Rad (°)
1	12	84	0,926	0,1234	0,12287	7,040
2	19	84	0,663	0,0844	0,08819	5,052
3	19	84	0,250	0,0333	0,03332	1,909

6. Tata Letak *Trace* kabel

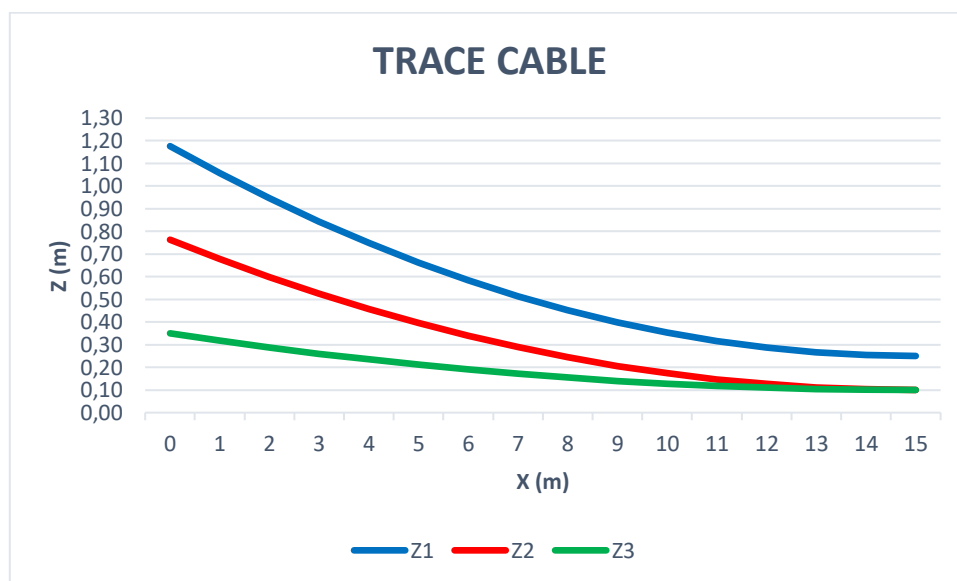
Tata letak *trace* kabel ditunjukkan pada tabel dengan persamaan masing-masing kabel sebagai berikut:

$$Z_I = Z_{I'} - 4x f_l x \left(\frac{X}{L^2} \right) x(L - X)$$

Sehingga didapat hasil seperti pada Tabel 4.37 dan Gambar 4.33 berikut:

Tabel 4.37 Tata letak *Trace* Tendon

Jarak X (m)	<i>Trace</i> Z_0 (m)	Z_1 (m)	Z_2 (m)	Z_3 (m)
0,00	0,821	1,176	0,763	0,350
1,00	0,731	1,057	0,678	0,318
2,00	0,648	0,946	0,598	0,288
3,00	0,570	0,843	0,524	0,260
4,00	0,499	0,748	0,457	0,234
5,00	0,434	0,662	0,395	0,211
6,00	0,376	0,583	0,339	0,190
7,00	0,323	0,513	0,289	0,171
8,00	0,277	0,452	0,244	0,154
9,00	0,236	0,398	0,206	0,140
10,00	0,202	0,353	0,174	0,128
11,00	0,174	0,316	0,147	0,118
12,00	0,153	0,287	0,127	0,110
13,00	0,137	0,266	0,112	0,104
14,00	0,128	0,254	0,103	0,101
15,00	0,125	0,250	0,100	0,100



Gambar 4.33 Tata letak *Trace* Kabel

4.3.8 Kehilangan Tegangan (*Loss of Prestress*)

Kehilangan tegangan adalah jumlah kehilangan yang muncul setelah *Girder PCI* solid

4.3.8.1 Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Angkur

Kehilangan tegangan akibat gesekan angkur dapat juga disebut dengan *Anchoring Friction*.

dengan gaya prategang akibat *jacking* $P_j = 6771,155 \text{ kN}$

Dengan kehilangan gaya akibat angkur diperhitungkan sebesar 3% akibat *jacking*

$$P_o = 97\% \times P_j = 97\% \times 6771,155 \text{ kN} = 6568,021 \text{ kN}$$

4.3.8.2 Kehilangan Tegangan Akibat Gaya Gesekan *Cable*

Kehilangan tegangan akibat gesekan *cable* atau bisa disebut juga dengan *Jack Friction*. dengan $\alpha_{AB} = \alpha_{BC} = 0,094 \text{ rad}$. Dengan perubahan sudut total litan tendon $\alpha = \alpha_{AB} + \alpha_{BC} = 0,1885 \text{ rad}$

dengan koefisien gesek $\mu = 0,2$ dan koefisien *wobble* $\beta = 0,012$

Sehingga kehilangan tegangan akibat gesekan *cable*

$$P_x = P_o x e^{\mu x (\alpha + \beta x L_x)} \text{ dengan } e = 2,7183$$

Untuk $L_x = 15,00 \text{ m}$

$$P_x = 6568,021 \text{ kN} x 2,719^{0,2 x (0,1885 + 0,012 x 15 \text{ m})} = 6101,316 \text{ kN}$$

4.3.8.3 Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis

Kehilangan tegangan akibat pemendekan elastis atau *Elastic shortening*

Luas tampang tendon sendiri $A_t = n_s x A_{st} = 50 x 0,000098 \text{ m}^2 = 0,00494 \text{ m}^2$

Modulus ratio antara baja prategang dengan balok beton

$$n = \frac{E_s}{E_{balok}} = \frac{1,93000 \text{ mPa}}{34626,015 \text{ mPa}} = 5,573$$

$$\text{Jari-jari inersia penampang balok beton } i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0,21711 \text{ m}^4}{0,673 \text{ m}^2}} = 0,568 \text{ m}^2$$

$$K_e = \frac{A_t}{Ax \left(1 + \frac{e_s^2}{i^2}\right)} = \frac{0,00494 \text{ m}^2}{0,673 \text{ m}^2 x \left(1 + \frac{0,695 \text{ m}^2}{(0,568 \text{ m}^2)^2}\right)} = 0,0183$$

Tegangan baja prategang sebelum *loss of prestress* (ditengah balok)

$$\sigma_{pl} = \frac{n_s x P_{bs}}{A_t} = \frac{50 x 187,32 \text{ kN}}{0,00494 \text{ m}^2} = 1897872 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastis dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri

$$\Delta\sigma_{pe'} = \frac{\sigma_{pl} \times n \times k_e}{1 + n \times k_e} = \frac{1897872 \text{ kPa} \times 5,573 \times 0,0183}{1 + 5,573 \times 0,0183} = 176011 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada level bajanya oleh pengaruh gaya prategang berat sendiri P_t

$$\sigma_{pt} = \frac{\Delta\sigma_{pe'}}{n} - \frac{M_{balok} \times e_s}{I_x} = \frac{176011 \text{ kPa}}{5,573} - \frac{1892,812 \text{ kNm} \times 0,695 \text{ m}}{0,21716 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{pt} = \frac{176011 \text{ kPa}}{5,573} - \frac{1892,812 \text{ kNm} \times 0,695 \text{ m}}{0,21716 \text{ m}^4} = 25512,1 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastis tanpa pengaruh berat sendiri

$$\sigma_{pe} = \frac{1}{2} \times n \times \sigma_{pt} = \frac{1}{2} \times 5,573 \times 25512,1 \text{ kPa} = 71100,2 \text{ kPa}$$

Loss of prestress akibat pemendekan elastis

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{pe} \times A_t = 71100,2 \times 0,005 \text{ m}^2 = 350,879$$

4.3.8.4 Kehilangan Tegangan Akibat Pengangkuran

Panjang Tarik masuk (berkisaran antara 2-7 mm) diasumsikan 2 mm atau 0,002m

$$m = \tan\omega = \frac{P_o - P_x}{L_x} = \frac{6568,021 \text{ kN} - 6101,037 \text{ kN}}{15,00 \text{ m}} = 31,114 \text{ kN/m}$$

Jarak pengaruh kritis slip angkur ujung

$$L_{max} = \sqrt{\left(\frac{\Delta L \times E_s \times A_t}{m}\right)} = \sqrt{\left(\frac{0,002 \text{ m} \times 193000000 \text{ kPa} \times 0,005 \text{ m}^2}{31,114 \text{ kN/m}}\right)} = 7,825 \text{ m}$$

Loss of prestress akibat angkur

$$\Delta P = 2 \times L_{max} \times \tan\omega = 2 \times 7,825 \text{ m} \times 31,114 \text{ kN/m} = 486,903 \text{ kN}$$

$$P'_{max} = P_o - \frac{\Delta P}{2} = 6568,021 \text{ kN} - \frac{486,903 \text{ kN}}{2} = 6324,57 \text{ kN}$$

$$P_{max} = P'_{max} - \Delta P_e = 6324,570 \text{ kN} - 350,879 \text{ kN} = 5973,690 \text{ kN}$$

4.3.8.5 Kehilangan Tegangan Akibat *Relaxation Of Tendon*

Kehilangan tegangan akibat *relaxation of tendon* terbagi menjadi 2 yaitu pengaruh susut (*Shrinkage*) dan pengaruh rayapan (*Creep*)

1. Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

Dengan diketahui regangan dasar untuk kondisi kering udara kelembaban <50%

$$\varepsilon_b = 0,0006,$$

Koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen untuk beton mutu tinggi dengan faktor air semen, $w=0,40$ *cement content* $4,5 \text{ kN/m}^3$, $k_b = 0,905$

Koefisien yang tergantung pada tebal teoritis e_m , luas penampang balok $A = 0,673m^2$ keliling penampang balok yang berhubungan dengan udara luar $K = 5,5m$, $e_m = \frac{2xA}{K} = \frac{2 \times 0,673m^2}{5,5m} = 0,244m$, sehingga $K_e = 0,734$

Koefisien yang tergantung pada luas tulangan baja memanjang non prategang *persentase* luas tulangan memanjang terhadap luas tampak balok dengan $P=0,50\%$

$$K_p = \frac{100}{100 + 20xP} = 0,999$$

$$\Delta\varepsilon_{su} = \varepsilon_b \times k_b \times K_e \times K_p = 0,0006 \times 0,905 \times 0,734 \times 0,999 = 0,000399$$

$$\text{Tegangan susut } \sigma_{sh} = \Delta\varepsilon_{su} \times E_s = 0,000399 \times 193000000 \text{ kPa} = 77055,008 \text{ kPa}$$

2. Pengaruh Rayapan (*Creep*)

P_I keadaan saat transfer ditengah bentang

$$P_I = P_x - \Delta P_e = 6101,317 \text{ kN} - 350,879 \text{ kN} = 5750,437 \text{ kN}$$

$$\frac{P_I}{n_s \times P_{bs}} = \frac{5750,437 \text{ kN}}{50 \times 187,320 \text{ kN}} = 61\% \text{ UTS}$$

Tegangan beton serat atas

$$f_a = -\frac{P_I}{A} + \frac{P_I \times e_s}{W_a} - \frac{M_{balok}}{W_a} =$$

$$f_a = -\frac{5750,437 \text{ kN}}{0,673 \text{ m}^2} + \frac{5750,437 \text{ kN} \times 0,695 \text{ m}}{0,247 \text{ m}^3} - \frac{1892,812 \text{ kNm}}{0,247 \text{ m}^3} = -6,715 \text{ kPa}$$

Tegangan beton diserat bawah

$$f_b = -\frac{P_I}{A} - \frac{P_I \times e_s}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b} =$$

$$f_b = -\frac{5750,437 \text{ kN}}{0,673 \text{ m}^2} - \frac{5750,437 \text{ kN} \times 0,695 \text{ m}}{0,264 \text{ m}^3} + \frac{1892,812 \text{ kNm}}{0,264 \text{ m}^3} = -16517 \text{ kPa}$$

Regangan akibat *creep*

$$\varepsilon_{cr} = \left(\frac{f_c}{E_{balok}} \right) \times k_b \times K_c \times K_d \times k_e \times K_{tn} \text{ dimana nilai}$$

Koefisien yang tergantung pada kelembapan udara, untuk diperhitungkan diambil pada kondisi kering dengan $K_c = 3$

Koefisien yang tergantung pada derajat pengerasan beton dan suhu rata rata di sekelilingnya pada saat pengerasan $K_d = 0,938$

Koefisien yang tergantung pada waktu dengan pengerasan terjadi dan tebal teoritis $K_{tn} = 0,2$

$$f_c = f_b = -16517,920kPa$$

$$\varepsilon_{cr} = \left(\frac{f_c}{E_{balok}} \right) x k_b x K_c x K_d x k_e x K_{tn} = 0,000242$$

Tegangan akibat *creep*

$$\sigma_{cr} = \varepsilon_{cr} x E_s = 0,000242 x 193000000kPa = 46893,52kPa$$

$$\Delta\sigma_{sc} = \sigma_{cr} + \sigma_{sh} = 46893,520kPa + 77055,008kPa = 123948,529kPa$$

$$\sigma_{PI} = \frac{P_I}{A_t} = \frac{5750,437kN}{0,005m^2} = 1165235,478kPa$$

Besar tegangan terhadap *UTS* = 61%

X= 0 jika $\sigma_{PI} < 50\%UTS$

X= 1 jika $\sigma_{PI} = 50\%UTS$

X= 2 jika $\sigma_{PI} = 70\%UTS$

Sehingga didapat nilai X=1,76

Relaksasi setelah 1000 jam pada 70% beban putus (*UTS*)

$$C=2,50\%$$

$$\sigma_r = X x c x (\sigma_{PI} - \Delta\sigma_{sc})$$

$$\sigma_r = 1,76 x 2,50\% x (1165235,478kPa - 123948,529kPa) = 45816,626kPa$$

Loss of prestress jangka Panjang = $\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r = 169765,155kPa$

$$\Delta P = (\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r) x A_t = 169765,155kPa x 0,005m^2 = 837,791kN$$

Gaya efektif ditengah bentang balok

$$P_{eff} = P_I - \Delta P = 5750,437kN - 837,791kN = 4912,646kN$$

Kehilangan gaya prategang total

$$\left(1 - \frac{P_{eff}}{P_j} \right) x 100\% = \left(1 - \frac{4912,646kN}{6771,155kN} \right) x 100\% = 27,477\% \sim 30,00\%$$

Kontrol tegangan pada tendon baja pasca Tarik

Tegangan izin tendon baja pasca Tarik: 1302000kPa

$$\text{Tegangan yang terjadi } f_p = \frac{P_{eff}}{A_t} = \frac{4912,646kN}{0,005m^2} = 995470kPa < \text{Teg izin (OK)}$$

Resume *Loss of prestress* ditunjukkan pada Tabel 4.38 seperti berikut:

Tabel 4.38 kondisi *Loss of prestress*

gaya	(kN)	kondisi	%UTS
P_j	6771,155	<i>Anchoring friction</i>	63,416%
P_o	6568,021	<i>Jacking friction</i>	61,514%
P_x	6101,317	<i>Elastic Shortening</i>	57,143%
P_i	5750,437	<i>Relaxation Tendon</i>	53,857%
P_{eff}	4912,646		46,010%

4.3.9 Tegangan Yang Terjadi Pada Belok Komposit

Tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut:

- 1) Tegangan serat tekan terluar harus $\leq 0,60 \times f'_{cl}$ dengan $f'_{cl} = 0,80f'_c$
- 2) Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0,50 \times f'_{cl}$ dengan $f'_{cl} = 0,80f'_c$

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

- 1) Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, Baban mati, dan beban hidup $\leq 0,45f'_c$
- 2) Tegangan serat Tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan, $\leq 0,50f'_c$

4.3.9.1 Tegangan Keadaan Awal

Hasil tegangan saat keadaan awal (*Transfer*) adalah sebagai berikut:

Mutu beton K-500 kuat tekan

$$f'_c = 0,83 \times K \times 100 = 0,83 \times 500 \times 100 = 41500 \text{ kPa}$$

Kuat tekan beton pada keadaan awal (saat transfer)

$$f'_{cl} = 0,80 \times f'_c = 0,80 \times 41500 \text{ kPa} = 33200 \text{ kPa}$$

Maka tegangan ijinnya adalah $-0,60 \times f'_{cl} = 0,60 \times 33200 \text{ kPa} = -19920 \text{ kPa}$

Tegangan serat atas

$$f_{ca} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t x e_s}{W_a} - \frac{M_{balok}}{W_a}$$

$$f_{ca} = -\frac{5755,482 \text{ kN}}{0,673 \text{ m}^2} + \frac{5755,482 \text{ kN} \times 0,696 \text{ m}}{0,247 \text{ m}^3} - \frac{1892,813 \text{ kNm}}{0,247 \text{ m}^3} = -0,001 \text{ kPa}$$

Tegangan serat bawah

$$f_{cb} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t x e_s}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b}$$

$$f_{cb} = -\frac{5755,482 \text{ kN}}{0,673 \text{ m}^2} - \frac{5755,482 \text{ kN} \times 0,696 \text{ m}}{0,265 \text{ m}^3} + \frac{1892,813 \text{ kNm}}{0,265 \text{ m}^3}$$

$$f_{cb} = -16538,689kPa < -0,60xf'_c \text{ (OK)}$$

4.3.9.2 Keadaan Setelah Loss Of Prestress

Hasil tegangan setelah *Loss of prestress* adalah sebagai berikut:

Mutu beton K-500 kuat tekan

$$f'_c = 0,83x Kx100 = 0,83 x500x100 = 41500kPa$$

Maka tegangan ijinnya adalah $-0,45xf'_c = 0,45x41500kPa = -18675kPa$

Tegangan serat atas

$$f_a = -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff}xe_s}{W_a} - \frac{M_{balok}}{W_a}$$

$$f_a = -\frac{4912,646kN}{0,673m^2} + \frac{4912,646kNx0,696m}{0,247m^3} - \frac{1892,813kNm}{0,247m^3}$$

$$f_a = -1122,010kPa < -0,45xf'_c \text{ (OK)}$$

Tegangan serat bawah

$$f_b = -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff}xe_s}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{4912,646kN}{0,673m^2} - \frac{4912,646kNx0,696m}{0,265m^3} + \frac{1892,813kNm}{0,265m^3}$$

$$f_b = -13068,907kPa < -0,45xf'_c \text{ (OK)}$$

4.3.9.3 Keadaan Setelah Lantai Selesai di Cor

Hasil tegangan setelah lantai dicor adalah sebagai berikut:

Mutu beton K-500 kuat tekan

$$f'_c = 0,83x Kx100 = 0,83 x500x100 = 41500kPa$$

Maka tegangan ijinnya adalah $-0,45xf'_c = 0,45x41500kPa = -18675kPa$

Tegangan serat atas

$$f_a = -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff}xe_s}{W_a} - \frac{M_{balok+plat}}{W_a}$$

$$f_a = -\frac{4912,646kN}{0,673m^2} + \frac{4912,646kNx0,696m}{0,247m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,247m^3}$$

$$f_a = -7383,576kPa < -0,45xf'_c \text{ (OK)}$$

Tegangan serat bawah

$$f_b = -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff}xe_s}{W_b} + \frac{M_{balok+plat}}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{4912,646kN}{0,673m^2} - \frac{4912,646kNx0,696m}{0,265m^3} + \frac{3439,688kNm}{0,265m^3}$$

$$f_b = -7221,217kPa < -0,45x f'_c \text{ (OK)}$$

4.3.9.4 Keadaan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

Hasil tegangan setelah plat dan balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Mutu beton K-500 kuat tekan

$$f'_c = 0,83x Kx100 = 0,83 x 500x100 = 41500kPa$$

Maka tegangan ijinnya adalah $-0,45x f'_c = 0,45x 41500kPa = -18675kPa$

Dengan $e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 0,696m + (1,179m - 0,820m) = 1,054m$

Tegangan serat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,054m}{0,597m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,597m^3}$$

$$f_{ac} = -1791,968kPa < -0,45x f'_c \text{ (OK)}$$

Tegangan serat atas balok

$$f'_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,054m}{0,884m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,884m^3}$$

$$f'_{ac} = -2734,127kPa < -0,45x f'_c \text{ (OK)}$$

Tegangan serat bawah

$$f_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff}xe_s}{W_{bc}} + \frac{M_{balok+plat}}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} - \frac{4912,646kNx0,696m}{0,391m^3} + \frac{3439,688kNm}{0,391m^3}$$

$$f_{bc} = -9140,808kPa < -0,45x f'_c \text{ (OK)}$$

4.3.10 Tegangan Yang Terjadi Pada Balok Komposit

Tegangan yang terjadi pada balok komposit adalah sebagai berikut:

4.3.10.1 Tegangan Akibat Beban Mati Sendiri (MS)

Hasil tegangan yang terjadi akibat berat sendiri saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W_{ac}} = -\frac{4095,788kNm}{0,597m^3} = -6794,756kPa$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W'_{ac}} = -\frac{4095,788kNm}{0,884m^3} = -4592,392kPa$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = \frac{M_{MS}}{W_{bc}} = -\frac{4095,788kNm}{0,390m^3} = 10383,681kPa$$

4.3.10.2 Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Hasil tegangan yang terjadi akibat beban mati tambahan saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{MA}}{W_{ac}} = -\frac{393,525kNm}{0,597m^3} = -658,632kPa$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = -\frac{M_{MA}}{W'_{ac}} = -\frac{393,525kNm}{0,884m^3} = -445,151kPa$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = \frac{M_{MA}}{W_{bc}} = -\frac{393,525kNm}{0,390m^3} = 1006,515kPa$$

4.3.10.3 Tegangan Akibat Susut dan Rangkak

1. Tegangan Akibat Susut

Gaya internal yang timbul akibat susut dinyatakan dengan

$$P_s = A_{plat} \times E_{plat} \times \Delta \varepsilon_{su} \times n \times \left(\frac{1 - e^{-cf}}{cf} \right)$$

Dengan

$$\Delta \varepsilon_{su} = 0,000399$$

$$cr = K_b \times K_c \times K_d \times K_e \times (1 - K_{tn})$$

$$cr = 0,905 \times 3,000 \times 0,938 \times 0,736 \times (1 - 0,200) = 1,499$$

$$e' = y_{ac} - \frac{h_0}{2} = 0,771m - \left(\frac{0,250m}{2} \right) = 0,646m$$

$$P_s = A_{plat} \times E_{plat} \times \Delta \varepsilon_{su} \times n \times \left(\frac{1 - e^{-cf}}{cf} \right)$$

$$P_s = 0,372m^2 \times 23452952,910kPa \times 0,000399 \times 0,677x \left(\frac{1 - 0,646^{-1,499}}{1,499} \right)$$

$$P_s = 1223,819kN$$

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s x e'}{W_{ac}} = \frac{1224,819kN}{1,046m^2} - \frac{1224,819kN \times 0,646m}{0,597m^3} = -153,275kPa$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s x e'}{W'_{ac}} = \frac{1224,819kN}{1,046m^2} - \frac{1224,819kN \times 0,646m}{0,884m^3} = -275,805kPa$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = \frac{P_s}{A_c} + \frac{P_s x e'}{W'_{bc}} = \frac{1224,819kN}{1,046m^2} + \frac{1224,819kN \times 0,646m}{0,391m^3} = -3193,553kPa$$

2. Tegangan Akibat Rangkak

Tegangan *residual creep* dinyatakan dengan persamaan

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

dengan

σ_2 = tegangan pada balok komposit pada kondisi awal

σ_1 = tegangan pada balok komposit pada kondisi akhir

Tegangan pada balok sebelum *loss of prestress*

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{P_I}{A_c} + \frac{P_I x e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{5750,437kN}{1,046m^2} + \frac{5750,437kN \times 1,053m}{0,597m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,597m^3}$$

$$f_{ac} = -1115,796kPa$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = -\frac{P_I}{A_c} + \frac{P_I x e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{5750,437kN}{1,046m^2} + \frac{5750,437kN \times 1,053m}{0,884m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,884m^3}$$

$$f'_{ac} = -2536,847kPa$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = -\frac{P_I}{A_c} - \frac{P_I x e'_s}{W_{ac}} + \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f_{bc} = -\frac{5750,437kN}{1,046m^2} - \frac{5750,437kNx1,053m}{0,391m^3} + \frac{3439,688kNm}{0,391m^3}$$

$$f_{bc} = -13089,329kPa$$

Tegangan pada balok setelah *loss of prestress*

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,053m}{0,597m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,597m^3}$$

$$f_{ac} = -1115,796kPa$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,053m}{0,884m^3} - \frac{3439,688kNm}{0,884m^3}$$

$$f'_{ac} = -2734,127kPa$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff}xe'_s}{W_{ac}} + \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}}$$

$$f_{bc} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} - \frac{4912,646kNx1,053m}{0,391m^3} + \frac{3439,688kNm}{0,391m^3}$$

$$f_{bc} = -9140,808kPa$$

Besar σ_{cr} kondisi Rangkak

Tabel 4.39 Kondisi rangkakan

Teg	$\sigma_2(kPa)$	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2 - \sigma_1$	$1 - e^{cr}$	$\sigma_{cr}(kPa)$
f_{ac}	-1791,968	-1115,796	-676,172	0,777	-525,196
f'_{ac}	-2734,127	-2536,847	-197,280	0,777	-153,231
f_{bc}	-9140,808	-13089,329	-3948,521	0,777	-3066,891

Superposisi Tegangan susut dan rangkakan dapat dilihat pada Tabel 4.40 seperti berikut:

Tabel 4.40 Tegangan Susut dan Rangkakan

Teg	Susut (kPa)	Rangkakan (kPa)	Susut Rangkakan (kPa)
f_{ac}	-153,276	-525,196	-678,471
f'_{ac}	275,805	-153,231	122,574
f_{bc}	3193,553	-3066,891	126,662

4.3.10.4 Tegangan Akibat Prategang

Hasil tegangan yang terjadi akibat prategang saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,054m}{0,597m^3} = 3964,943kPa$$

Tegangan beton diserat atas beton

$$f'_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff}xe'_s}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} + \frac{4912,646kNx1,054m}{0,884m^3} = 1156,813kPa$$

Tegangan beton diserat bawah beton

$$f'_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff}xe'_s}{W'_{ac}}$$

$$f'_{bc} = -\frac{4912,646kN}{1,046m^2} - \frac{4912,646kNx1,054m}{0,391m^3} = -17938,468kPa$$

4.3.10.5 Tegangan Akibat Lajur (TD)

Hasil tegangan yang terjadi akibat beban lajur “D” saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{TD}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{2351,58kNm}{0,597m^3} = -3935,775kPa$$

Tegangan beton diserat atas beton

$$f'_{ac} = -\frac{M_{TD}}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{2351,58kNm}{0,884m^3} = -2660,084kPa$$

Tegangan beton diserat bawah beton

$$f_{bc} = \frac{M_{TD}}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{2351,58kNm}{0,391m^3} = 6014,614kPa$$

4.3.10.6 Tegangan Akibat Gaya Rem (TB)

Hasil tegangan yang terjadi akibat gaya rem (TB) saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{Tb}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{42,923kNm}{0,597m^3} = -71,840kPa$$

Tegangan beton diserat atas beton

$$f'_{ac} = -\frac{M_{TB}}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{42,923kNm}{0,884m^3} = -48,555kPa$$

Tegangan beton diserat bawah beton

$$f_{bc} = \frac{M_{TB}}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{42,923kNm}{0,391m^3} = 109,785kPa$$

4.3.10.7 Tegangan Akibat Beban Angin

Hasil tegangan yang terjadi akibat beban angin (EW) saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{EW}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{114,813kNm}{0,597m^3} = -192,159kPa$$

Tegangan beton diserat atas beton

$$f'_{ac} = -\frac{M_{EW}}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{114,813kNm}{0,884m^3} = -129,875kPa$$

Tegangan beton diserat bawah beton

$$f_{bc} = \frac{M_{EW}}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{114,813kNm}{0,391m^3} = 293,656kPa$$

4.3.10.8 Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ)

Hasil tegangan yang terjadi akibat beban gempa (EQ) saat balok menjadi komposit adalah sebagai berikut:

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -\frac{M_{EQ}}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -\frac{1672,353kNm}{0,597m^3} = -2798,971kPa$$

Tegangan beton diserat atas beton

$$f'_{ac} = -\frac{M_{EQ}}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -\frac{1672,353kNm}{0,884m^3} = -1891,749kPa$$

Tegangan beton diserat bawah beton

$$f_{bc} = \frac{M_{EQ}}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{1672,353kNm}{0,391m^3} = 4277,361kPa$$

4.3.10.9 Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur

Gaya internal temperatur akibat perbedaan temperatur

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

Perbedaan temperatur $\Delta T = 15^\circ C$

Koefisien muai $\beta = 0,00001/^\circ C$

Momen akibat temperatur ditunjukkan pada Tabel 4.41 seperti berikut:

Tabel 4.41 Momen temperatur

No	b (m)	h (m)	A (m ²)	Temp $T_a (^\circ C)$	Temp $T_b (^\circ C)$	$\frac{T_a + T_b}{2}$
0	1,490	0,250	0,373	15,00	10,00	12,500
1	0,650	0,070	0,046	10,00	9,30	9,650
2	0,800	0,130	0,104	9,30	8,00	8,650
3	0,300	0,120	0,036	8,00	6,80	7,400
4	0,200	0,650	0,130	8,00	0,00	4,000

Gaya P_t (kN)	Lengan	Z_i (m)	M_{pt} (kNm)
1773,500	$Z_0 = y_{ac} - \frac{h_0}{2}$	0,646	1146,301
167,238	$Z_1 = y_{ac} - h_0 - \frac{h_1}{2}$	0,486	81,328
342,645	$Z_2 = y_{ac} - h_0 - h_1 - \frac{h_2}{2}$	0,386	132,365
101,468	$Z_3 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - \frac{h_3}{3}$	0,281	28,543
198,061	$Z_4 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - \frac{h_4}{2}$	-0,124	-24,500
Total = 2581,041			1364,037

Nilai eksentrisitas

$$e_p = \frac{\sum M_{Pt}}{\sum p_t} = \frac{1364,037 \text{ kNm}}{2581,041 \text{ kN}} = 0,528 \text{ m}$$

Tegangan yang terjadi akibat perbedaan temperatur

Tegangan beton diserat atas plat

$$f_{ac} = -E_{balok} \alpha \beta \Delta T + \frac{\sum p_t}{A_c} + \frac{\sum M_{Pt} x e_p}{W_{ac}}$$

$$f_{ac} = -3,46E + 07 \text{ kPa} \times 0,00001 \times 15^0 \text{ C} + \frac{2581,041 \text{ kN}}{1,046 \text{ m}^2}$$

$$+ \frac{1364,037 \text{ kNm} \times 0,528 \text{ m}}{0,597 \text{ m}^3}$$

$$f_{ac} = -959,775 \text{ kPa}$$

Tegangan beton diserat atas balok

$$f'_{ac} = -E_{balok} \alpha \beta \Delta T + \frac{\sum p_t}{A_c} + \frac{\sum M_{Pt} x e_p}{W'_{ac}}$$

$$f'_{ac} = -3,46E + 07 \text{ kPa} \times 0,00001 \times 15^0 \text{ C} + \frac{2581,041 \text{ kN}}{1,046 \text{ m}^2}$$

$$+ \frac{1364,037 \text{ kNm} \times 0,528 \text{ m}}{0,884 \text{ m}^3}$$

$$f'_{ac} = -1699,742 \text{ kPa}$$

Tegangan beton diserat bawah balok

$$f_{bc} = \frac{\sum p_t}{A_c} + \frac{\sum M_{Pt} x e_p}{W_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{2581,041 \text{ kN}}{1,046 \text{ m}^2} + \frac{1364,037 \text{ kNm} \times 0,528 \text{ m}}{0,391 \text{ m}^3}$$

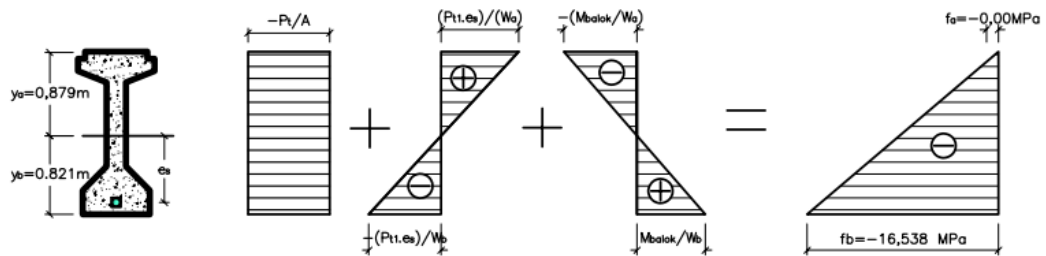
$$f_{bc} = -1018,223 \text{ kPa}$$

4.3.10.10 Resume Diagram Tegangan

Berikut ditunjukkan *visual diagram* tegangan seperti berikut:

1. Tegangan keadaan awal (Transfer)

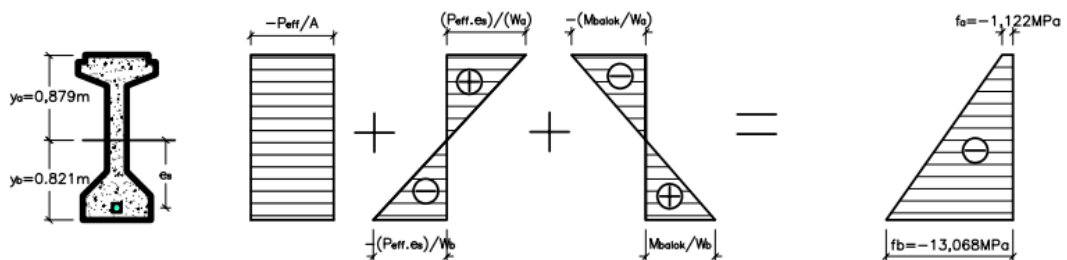
Tegangan saat keadaan awal/ Transfer ditunjukkan pada Gambar 4.34 seperti berikut:



Gambar 4.34 Tegangan saat Transfer

2. Tegangan setelah *Loss of Prestress*

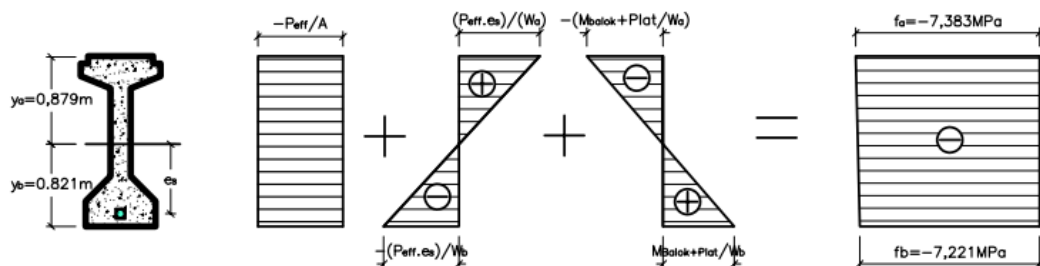
Tegangan saat *Loss of Prestress* ditunjukkan pada Gambar 4.35 seperti berikut:



Gambar 4.35 Tegangan setelah *Loss of prestress*

3. Tegangan setelah selesai di cor

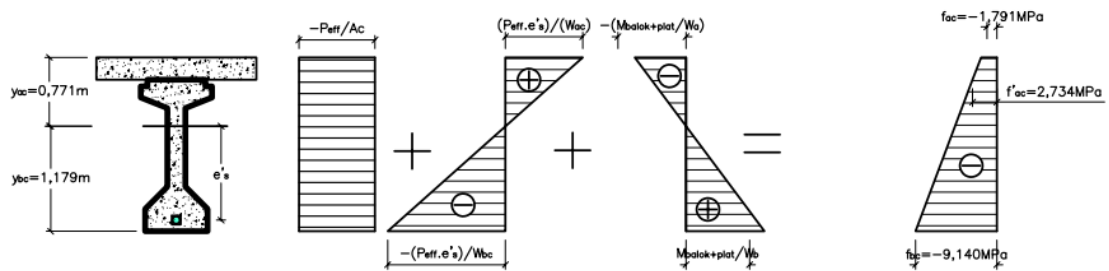
Tegangan saat selesai dicor ditunjukkan pada Gambar 4.36 seperti berikut:



Gambar 4.36 Tegangan selesai dicor

4. Tegangan setelah plat dan balok komposit

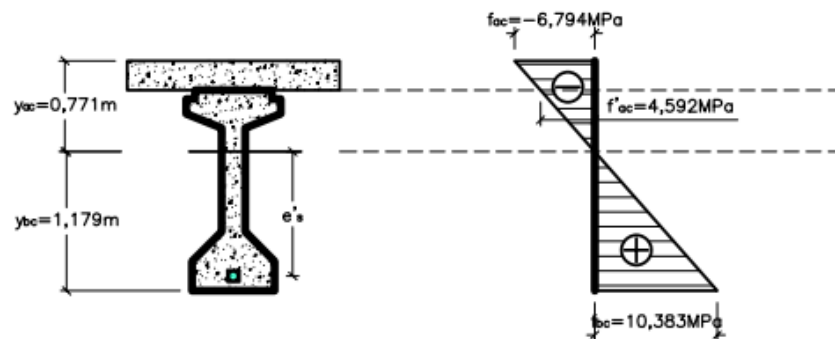
Tegangan setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit ditunjukkan pada Gambar 4.37 seperti berikut:



Gambar 4.37 Tegangan selesai dicor

5. Tegangan akibat berat sendiri

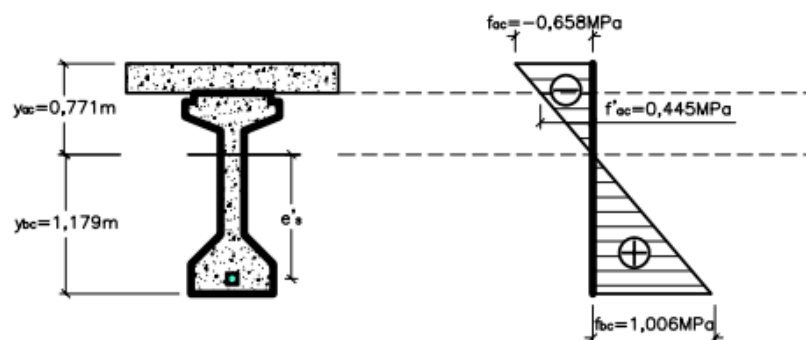
Tegangan akibat berat sendiri ditunjukkan pada Gambar 4.38 seperti berikut:



Gambar 4.38 Tegangan akibat berat sendiri

6. Tegangan akibat beban mati tambahan

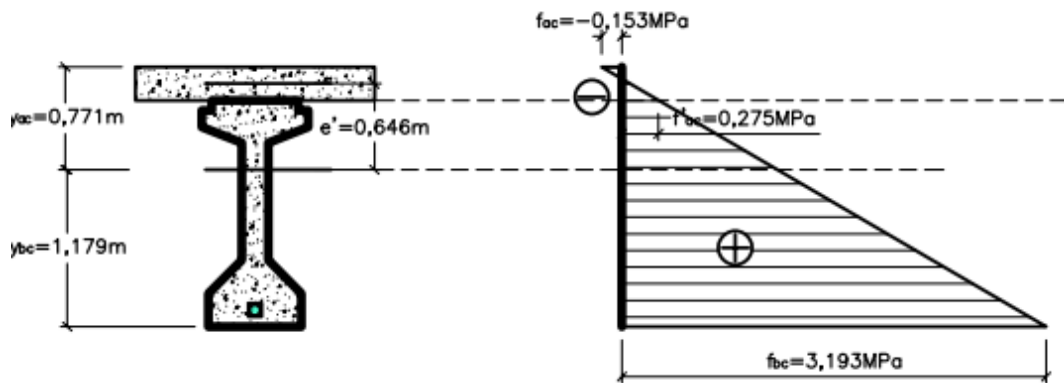
Tegangan akibat beban mati tambahan ditunjukkan pada Gambar 4.39 seperti berikut:



Gambar 4.39 Tegangan akibat berat sendiri

7. Tegangan akibat susut beton

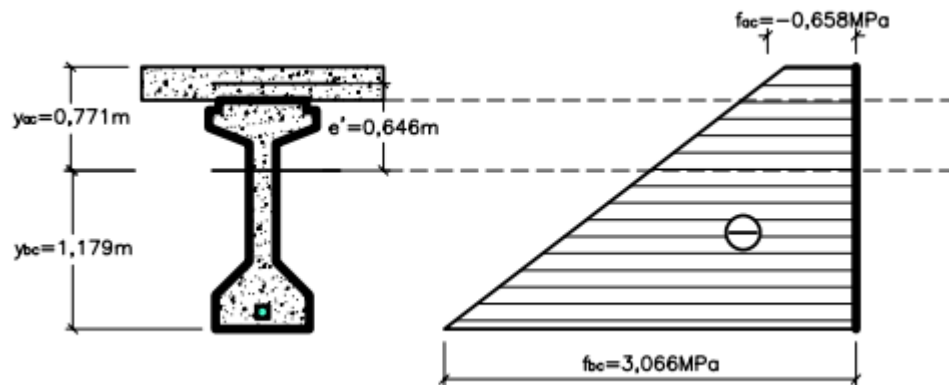
Tegangan akibat susut beton ditunjukkan pada Gambar 4.40 seperti berikut:



Gambar 4.40 Tegangan akibat susut beton

8. Tegangan akibat rangkai beton

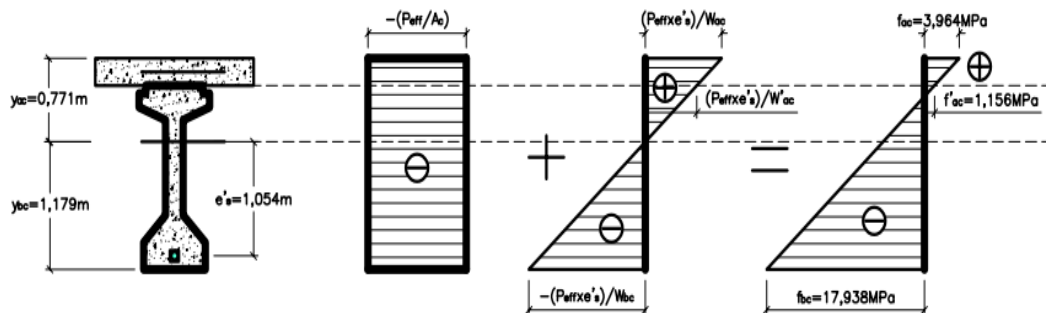
Tegangan akibat rangkai beton ditunjukkan pada Gambar 4.41 seperti berikut:



Gambar 4.41 Tegangan akibat rangkai beton

9. Tegangan akibat prategang

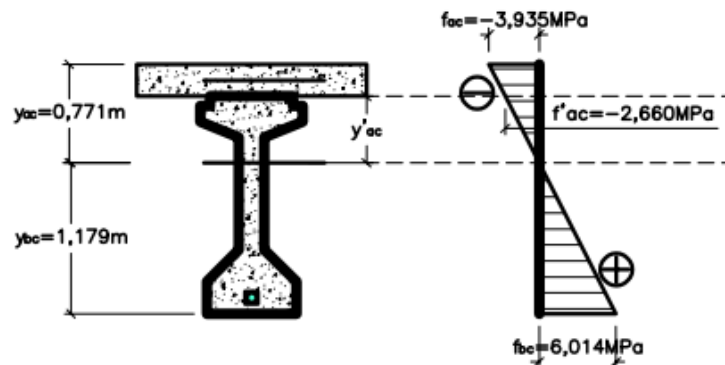
Tegangan akibat prategang ditunjukkan pada Gambar 4.42 seperti berikut:



Gambar 4.42 Tegangan akibat prategang

10. Tegangan akibat beban lajur

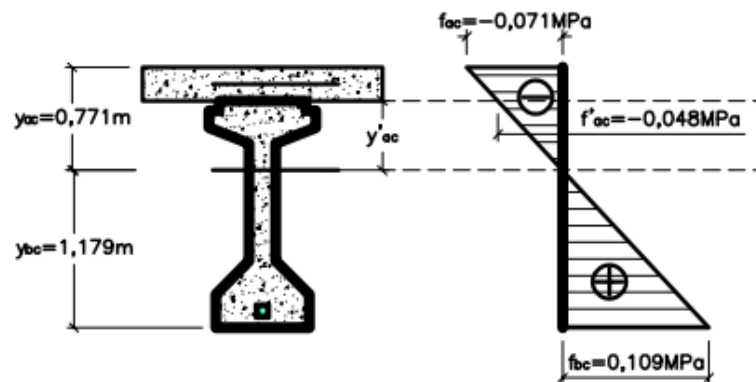
Tegangan akibat beban lajur ditunjukkan pada Gambar 4.43 seperti berikut:



Gambar 4.43 Tegangan akibat beban Lajur

11. Tegangan akibat Gaya rem

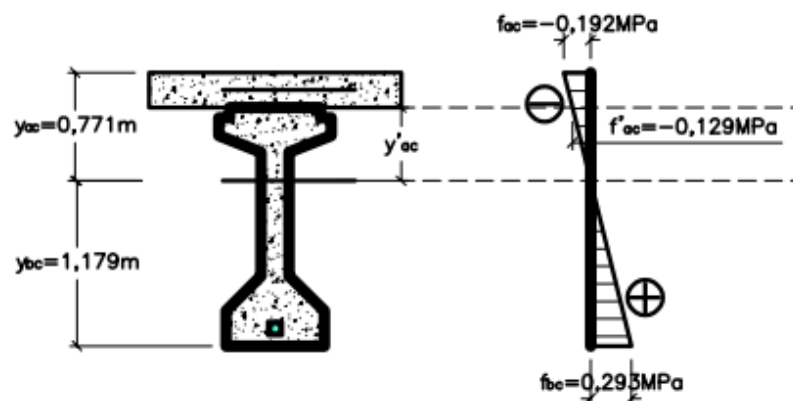
Tegangan akibat gaya rem ditunjukkan pada Gambar 4.44 seperti berikut:



Gambar 4.44 Tegangan akibat gaya rem

12. Tegangan akibat beban angin

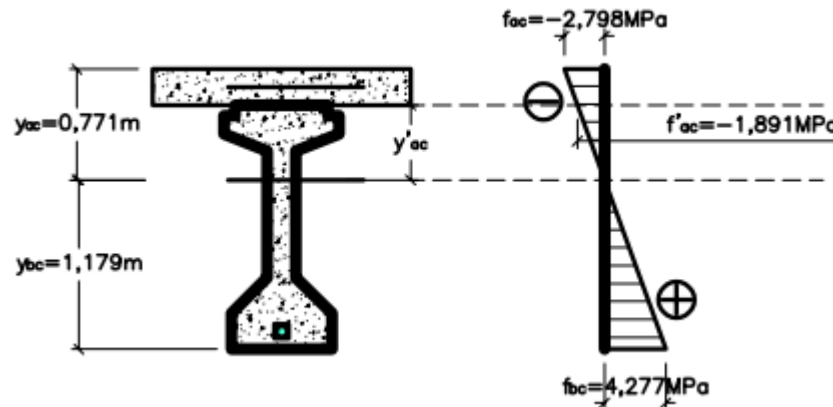
Tegangan akibat beban angin ditunjukkan pada Gambar 4.45 seperti berikut:



Gambar 4.45 Tegangan akibat beban angin

13. Tegangan akibat beban gempa

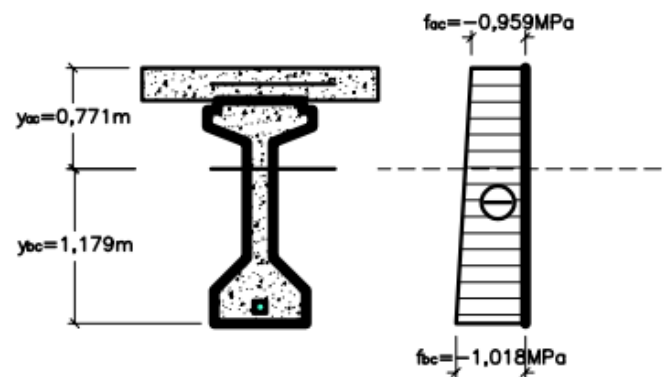
Tegangan akibat beban gempa ditunjukkan pada Gambar 4.46 seperti berikut:



Gambar 4.46 Tegangan akibat beban gempa

14. Tegangan akibat Temperatur

Tegangan akibat Temperatur ditunjukkan pada Gambar 4.47 seperti berikut:



Gambar 4.47 Tegangan akibat temperatur

4.3.10.11 Kontrol Tegangan

Tegangan ijin beton

$$\text{Tegangan ijin tekan } f_c = -0,45x f'_c = 0,45x 41500kPa = -18675kPa$$

$$\text{Tegangan ijin tarik } f_c = 0,50x \sqrt{f'_c} = 0,50x \sqrt{41500kPa} = -102kPa$$

1. Kontrol Tegangan Terhadap kombinasi 1

Kontrol tegangan akibat kombinasi 1 ditunjukkan pada Tabel 4.42 seperti berikut:

Tabel 4.42 kontrol Tegangan kombinasi 1

Tegangan	MS(kPa)	MA(kPa)	SR(kPa)	PR(kPa)	TD(kPa)	TB(kPa)
f_{ac}	-6794,756	-658,632	-678,471	3964,943	-3935,775	-71,840
f'_{ac}	-4592,392	-445,152	122,574	1156,814	-2660,084	-48,555
f_{bc}	10383,681	1006,515	126,662	-17938,465	6014,614	109,786
Tegangan	ET(kPa)	EW(kPa)	EQ(kPa)	Kombinasi (kPa)		Ket.
f_{ac}	-	-	-	-8174,532		Aman
f'_{ac}	-	-	-	-6466,796		Aman
f_{bc}	-	-	-	-297,206		Aman

2. Kontrol Tegangan Terhadap kombinasi 2

Kontrol tegangan akibat kombinasi 2 ditunjukkan pada Tabel 4.43 berikut:

Tabel 4.43 Kontrol Tegangan kombinasi 2

Tegangan	MS(kPa)	MA(kPa)	SR(kPa)	PR(kPa)	TD(kPa)	TB(kPa)
f_{ac}	-6794,756	-658,632	-678,471	3964,943	-3935,775	-71,840
f'_{ac}	-4592,392	-445,152	122,574	1156,814	-2660,084	-48,555
f_{bc}	10383,681	1006,515	126,662	-17938,465	6014,614	109,786
Tegangan	ET(kPa)	EW(kPa)	EQ(kPa)	Kombinasi (kPa)		Ket.
f_{ac}	-959,775	-	-	-9134,307		Aman
f'_{ac}	-1699,742	-	-	-8166,538		Aman
f_{bc}	-1018,223	-	-	-1315,430		Aman

3. Kontrol Tegangan Terhadap kombinasi 3

Kontrol tegangan akibat kombinasi 3 ditunjukkan pada Tabel 4.44 berikut:

Tabel 4.44 Kontrol Tegangan kombinasi 3

Tegangan	MS(kPa)	MA(kPa)	SR(kPa)	PR(kPa)	TD(kPa)	TB(kPa)
f_{ac}	-6794,756	-658,632	-678,471	3964,943	-3935,775	-71,840
f'_{ac}	-4592,392	-445,152	122,574	1156,814	-2660,084	-48,555
f_{bc}	10383,681	1006,515	126,662	-17938,465	6014,614	109,786
Tegangan	ET(kPa)	EW(kPa)	EQ(kPa)	Kombinasi (kPa)		Ket.
f_{ac}	-	-192,159	-	-8366,692		Aman
f'_{ac}	-	-129,875	-	-6596,671		Aman
f_{bc}	-	293,656	-	-3,550		Aman

4. Kontrol Tegangan Terhadap kombinasi 4

Kontrol tegangan akibat kombinasi 4 ditunjukkan pada Tabel 4.45 berikut:

Tabel 4.45 Kontrol Tegangan kombinasi 4

Tegangan	MS(kPa)	MA(kPa)	SR(kPa)	PR(kPa)	TD(kPa)	TB(kPa)
f_{ac}	-6794,756	-658,632	-678,471	3964,943	-3935,775	-71,840
f'_{ac}	-4592,392	-445,152	122,574	1156,814	-2660,084	-48,555
f_{bc}	10383,681	1006,515	126,662	-17938,465	6014,614	109,786
Tegangan	ET(kPa)	EW(kPa)	EQ(kPa)	Kombinasi (kPa)		Ket.
f_{ac}	-959,775	-192,159	-	-9326,467		Aman
f'_{ac}	-1699,742	-129,875	-	-8296,413		Aman
f_{bc}	-1018,223	293,656	-	-1021,773		Aman

5. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5

Kontrol tegangan akibat kombinasi 5 ditunjukkan pada Tabel 4.46 seperti berikut:

Tabel 4.46 Kontrol Tegangan kombinasi 5

Tegangan	MS(kPa)	MA(kPa)	SR(kPa)	PR(kPa)	TD(kPa)	TB(kPa)
f_{ac}	-6794,756	-658,632	-678,471	3964,943	-	-
f'_{ac}	-4592,392	-445,152	122,574	1156,814	-	-
f_{bc}	10383,681	1006,515	126,662	-17938,465	-	-
Tegangan	ET(kPa)	EW(kPa)	EQ(kPa)	Kombinasi (kPa)		Ket.
f_{ac}	-	-	-2798,971	-6965,887		Aman
f'_{ac}	-	-	-1891,749	-5649,906		Aman
f_{bc}	-	-	4277,361	-2144,246		Aman

4.3.11 Pembesian *End Block*

Pembesian *End block* adalah pembesian yang terletak diujung *girder* dan mengelilingi angkur tendon.

Gaya prategang akibat *jacking* pada masing masing *Cable*

$$P_j = P_o \times n_s \times P_{bs}$$

Tabel 4.47 Pengangukuran

No <i>Cable</i>	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL	
	$S_c(ton)$	Dim (mm)	$S_c(ton)$	Dim (mm)
n1	19	265	19	250
n2	19	265	19	250
n3	19	265	19	250
n_s	P_{bs}	P_o	$P_j(kN)$	Sudut (°.° C)
12	187,32	61,514%	1382,733	7,040
19	187,32	61,514%	2189,328	5,053
19	187,32	61,514%	2189,328	1,909

Momen statis luasan bagian atas ditunjukkan pada Tabel 4.48 berikut:

Tabel 4.48 Momen statis bagian atas

No	b (m)	h (m)	shape	A (m ²)	y(m)	Ay(m ³)
1	0,65	0,07	1	0,046	0,844	0,038
2	0,8	0,13	1	0,104	0,744	0,077
3	0,3	0,12	0,5	0,036	0,315	0,006
4	0,2	0,68	1	0,136	0,340	0,046
					S_{xa}	0,168

Momen statis luasan bagian bawah ditunjukkan pada Tabel 4.49 berikut:

Tabel 4.49 Momen *statis* luasan bagian bawah

No	b (m)	h (m)	shape	A (m ²)	y (m)	Ay (m ³)
4	0,2	0,57	1	0,114	0,285	0,033
5	0,25	0,25	0,5	0,063	0,488	0,015
6	0,7	0,25	1	0,175	0,696	0,122
-	-	-	-	-	-	-
					S_{xb}	0,170

4.3.11.1 Perhitungan Sengkang Untuk *Bursting Force*

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk Sengkang vertikal $r_a = a_1/a$

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk Sengkang horizontal $r_b = b_1/b$

Bursting force untuk Sengkang vertikal $P_{bta} = 0,30 \times (1 - r_a) \times P_j$

Bursting force untuk Sengkang horizontal $P_{btb} = 0,30 \times (1 - r_b) \times P_j$

Luas tulangan Sengkang arah vertikal yang diperlukan $A_{ra} = \frac{P_{bta}}{0,85 \times f_s}$

Luas tulangan Sengkang arah horizontal yang diperlukan $A_{rb} = \frac{P_{btb}}{0,85 \times f_s}$, dengan f_s

adalah tegangan ijin Tarik Sengkang dengan U-32

$f_s = 0,578 \times f_y = 0,578 \times 320000 \text{ kPa} = 184960 \text{ kPa}$

End block menggunakan Sengkang tertutup berdiameter 13 mm

Luas penampang Sengkang arah vertikal yang diperlukan $n = A_{ra}/A_s$

Luas penampang Sengkang arah horizontal yang diperlukan $n = A_{rb}/A_s$

Perhitungan Sengkang arah vertikal dapat dilihat pada Tabel 4.50 berikut:

Tabel 4.50 Perhitungan Sengkang arah vertikal

No Cable	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		P_l
	S_c (ton)	Dim (mm)	12	Dim (mm)	
n1	19	265	19	250	1382,733
n2	19	265	19	250	2189,328
n3	19	265	19	250	2189,328
a_1 (mm)	a (mm)	r_a	P_{bta} (kN)	A_{ra}	Jumlah
250	340	0,735	109,8053	0,000698	3
250	340	0,735	173,8584	0,001106	4
250	340	0,735	173,8584	0,001106	4

Perhitungan Sengkang arah horizontal dapat dilihat pada Tabel 4.51 berikut:

Tabel 4.51 Perhitungan Senggang arah horizontal

No Cable	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		P_I
	$S_C(ton)$	Dim (mm)	12	Dim (mm)	
n1	19	265	19	250	1382,733
n2	19	265	19	250	2189,328
n3	19	265	19	250	2189,328
$b_1(mm)$	$b(mm)$	r_b	$P_{btb}(kN)$	A_{rb}	Jumlah
250	340	0,735	109,8053	0,000698	3
250	340	0,735	173,8584	0,001106	4
250	340	0,735	173,8584	0,001106	4

4.3.11.2 Tinjauan Geser

Persamaan (1) Eksentrisitas tendon $e = Y = 4xfxX/L^2x(L - X)$

Persamaan (2) Sudut kemiringan tendon $a = ATAN\left(\frac{4xfx(L-2xX)}{L^2}\right)$

Persamaan (3) Komponen gaya arah X $= P_x = P_{eff}xcosa$

Persamaan (4) Komponen gaya arah Y $= P_y = P_{eff}xsina$

Persamaan (5) Resultan geser $V_f = V - P_y$

Persamaan (6) Tegangan geser yang terjadi $f_v = \frac{V_r x S_x}{b x l_x}$

Tinjauan geser diatas netral

Persamaan (7) Tegangan beton diserat atas $f_a = -\frac{P_x}{A} + \frac{P_x x e}{W_a} - \frac{M}{W_a}$

Persamaan (8) Sudut geser $\gamma = \frac{1}{2} x ATANx\left(\frac{2xf_v}{f_a}\right)$

Persamaan (9) Jarak Senggang yang diperlukan $a_s = \frac{f_a x A_t}{f_v x b x tany}$

Persamaan (7') Tegangan beton diserat bawah $f_b = -\frac{P_x}{A} + \frac{P_x x e}{W_b} - \frac{M}{W_b}$

Persamaan (8') Sudut geser $\gamma = \frac{1}{2} x ATANx\left(\frac{2xf_v}{f_b}\right)$

Persamaan (9') Jarak Senggang yang diperlukan $a_s = \frac{f_b x A_t}{f_v x b x tany}$

Dengan $A_t = luas\ tulangan\ geser\ D13 = 132,665mm^2 = 0,000133m^2$

$A_t = 0,000133m^2$

$f = 0,695m$

$L = 30,00m$

$P_{eff} = 4912,646\ kN$

$b = 0,30m$

$A = 0,673m^2$

$$I_x = 0,21716 \text{ m}^4$$

$$S_x = 0,169 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0,247 \text{ m}^3$$

$$W_b = 0,265 \text{ m}^3$$

Geser menggunakan kombinasi 3 pada Tabel 4.52 yang memiliki nilai paling besar sehingga hasil persamaan dapat dilihat pada Tabel 4.53 berikut:

Tabel 4.52 Momen dan Geser kombinasi 3

X (m)	Kombinasi 3	
	Momen (kNm)	Geser (kN)
0,00	0,000	977,067
1,00	946,354	915,641
2,00	1831,283	854,216
3,00	2654,786	792,790
4,00	3416,864	731,365
5,00	4117,515	669,939
6,00	4756,742	608,514
7,00	5334,543	547,088
8,00	5850,918	485,663
9,00	6305,868	424,237
10,00	6699,392	362,811
11,00	7031,491	301,386
12,00	7302,164	239,960
13,00	7511,411	178,535
14,00	7659,233	117,109
15,00	7745,629	55,684

Tabel 4.53 Jarak sengkang

X (m)	Pers 1	Pers 2	Pers 3	Pers 4	Pers 5	Pers 6
	e (m)	a (rad)	P_x (kN)	P_y (kN)	V_r (kN)	f_v (kPa)
0,00	0,000	0,093	4891,631	453,910	523,157	1353,996
1,00	0,090	0,086	4894,325	423,882	491,759	1272,734
2,00	0,173	0,080	4896,836	393,807	460,409	1191,595
3,00	0,251	0,074	4899,166	363,687	429,103	1110,573
4,00	0,322	0,068	4901,311	333,526	397,839	1029,657
5,00	0,387	0,062	4903,273	303,327	366,613	948,839
6,00	0,445	0,056	4905,050	273,093	335,421	868,111
7,00	0,498	0,049	4906,641	242,828	304,260	787,463
8,00	0,544	0,043	4908,046	212,535	273,127	706,887
9,00	0,585	0,037	4909,265	182,218	242,019	626,374
10,00	0,619	0,031	4910,298	151,881	210,931	545,915
11,00	0,646	0,025	4911,143	121,525	179,860	465,501
12,00	0,668	0,019	4911,800	91,156	148,804	385,123
13,00	0,684	0,012	4912,270	60,777	117,758	304,772
14,00	0,693	0,006	4912,552	30,390	86,719	224,440
15,00	0,696	0,000	4912,646	0,000	55,684	144,116

Tabel 4.53 Jarak Senggang (Lanjutan)

X (m)	Pers 7	Pers 8	Pers 9	Pers 7'	Pers 8'	Pers 9'
	$f_a(kPa)$	$\gamma(rad)$	$a_s(m)$	$f_a(kPa)$	$\gamma(rad)$	$a_s(m)$
0,00	-7268,40	-0,178	0,013	-7268,40	-0,178	0,013
1,00	-9326,02	-0,133	0,024	-9190,28	-0,135	0,023
2,00	-11255,54	-0,104	0,040	-10992,51	-0,107	0,038
3,00	-13057,31	-0,084	0,062	-12675,41	-0,087	0,058
4,00	-14731,68	-0,069	0,091	-14239,32	-0,072	0,085
5,00	-16278,97	-0,058	0,131	-15684,53	-0,060	0,121
6,00	-17699,48	-0,049	0,184	-17011,33	-0,051	0,170
7,00	-18993,48	-0,041	0,258	-18219,95	-0,043	0,237
8,00	-20161,19	-0,035	0,360	-19310,61	-0,037	0,330
9,00	-21202,83	-0,030	0,507	-20283,52	-0,031	0,464
10,00	-22118,59	-0,025	0,726	-21138,85	-0,026	0,663
11,00	-22908,61	-0,020	1,071	-21876,74	-0,021	0,977
12,00	-23573,03	-0,016	1,657	-22497,31	-0,017	1,509
13,00	-24111,95	-0,013	2,768	-23000,65	-0,013	2,519
14,00	-24525,43	-0,009	5,281	-23386,83	-0,010	4,802
15,00	-24813,52	-0,006	13,110	-23655,89	-0,006	11,915

Sehingga dapat disimpulkan jarak Senggang yang digunakan dengan tulangan D13 adalah seperti ditunjukkan pada Tabel 4.54 berikut:

Tabel 4.54 Rekap jarak Senggang

X (m)	Geser-1 (mm)	Geser-2 (mm)	Jarak (mm)	X (m)	Geser-1 (mm)	Geser-2 (mm)	Jarak (mm)
0,00	13,17	13,17	50	8,00	360,16	330,45	200
1,00	24,18	23,49	50	9,00	507,15	464,16	200
2,00	39,89	38,07	50	10,00	726,38	663,49	200
3,00	61,57	58,04	50	11,00	1071,45	977,14	250
4,00	90,96	85,01	50	12,00	1657,23	1509,47	250
5,00	130,61	121,28	100	13,00	2768,33	2519,07	250
6,00	184,27	170,25	100	14,00	5280,87	4801,96	250
7,00	257,71	237,18	200	15,00	13109,98	11915,30	250

4.3.12 Perhitungan *Shear Connector*

Shear connector didesain berdasarkan penghubung geser berdasarkan beban kerja dengan Panjang Jembatan $L = 30,0$ m

Gaya Geser memanjang

$$V_L = \frac{V \times A_c \times Y_c}{I} \gg n = \frac{V_{LS}}{Q_n}$$

$$V_{total} = 977,07 \text{ kN} = 977066,93 \text{ N}$$

$$A_c = 10455,26 \text{ cm}^2 = 1045526,95 \text{ mm}^2$$

$$y_c = 77,13 \text{ cm} = 771,30 \text{ mm}$$

$$I = 4,60 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$V_L = \frac{977066,93 \text{ N} \times 1045526,95 \text{ mm}^2 \times 771,30 \text{ mm}}{4,60 \times 10^{11} \text{ mm}^4} = 1709,74 \text{ N/mm}$$

Kekuatan nominal penghubung geser Untuk menentukan nilai nominal penghubung geser dicari dengan mencari nilai terkecil dari

$$Q_n = 0,5 \times A_s \times \sqrt{f_c \times E_c} \text{ Atau } Q_n = A_s \times f_u$$

Gunakan shear connector Ø22x198 ANTEC

$$\text{Diameter } (\varnothing) = 22 \text{ mm}$$

maka

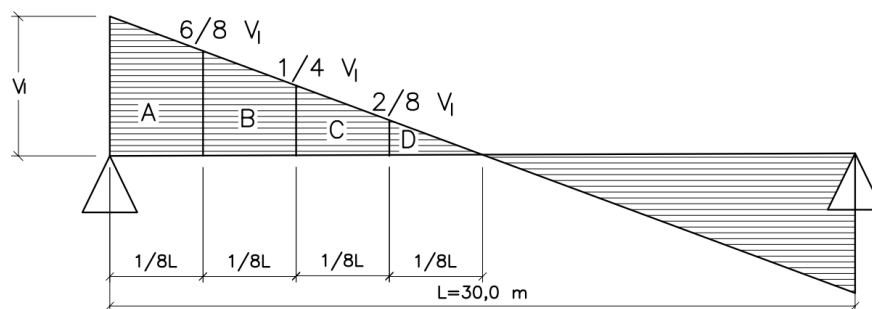
$$Q_{n2} = (0,25 \times 3,14 \times (22 \text{ mm})^2 \times 410 \text{ MPa}) = 155775,40 \text{ N} = 155,775 \text{ kN}$$

Setelah pengolahan Q_{n2} nilainya lebih kecil dari Q_{n1}

Jarak maksimum antara *shear connector*

- 1) 600 mm
- 2) $2 \times h_c = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$
- 3) $4L_c = 4 \times 198 = 792 \text{ mm}$

Gaya geser pada *Shear connector* ditunjukkan pada Gambar 4.48 berikut:



Gambar 4.48: Gaya Geser *Shear connector* PCI

Gaya Geser bidang A

$$V_{LS} = \frac{V_L \times (1/4 L)}{\phi}$$

$$V_{LSA} = \frac{1709,74 \text{ N/mm} \times (3750 \text{ mm})}{0,75} = 8014407,46 \text{ N}$$

Gaya Geser bidang B

$$V_{LSB} = \frac{\left(\frac{6}{8}\right) \times 1709,74 \text{ N/mm} \times (3750 \text{ mm})}{0,75} = 6411525,965 \text{ N}$$

Gaya geser bidang C

$$V_{LSC} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right) \times 1709,74 \text{ N/mm} \times (3750 \text{ mm})}{0,75} = 4274350,643 \text{ N}$$

Gaya geser bidang D

$$V_{LSD} = \frac{\left(\frac{6}{8}\right) \times 1709,74 \text{ N/mm} \times (3750 \text{ mm})}{0,75} = 2137175,322 \text{ N}$$

Jumlah *shear connector* yang dipasang pada $1/8$ x Panjang $L = 30,0 \text{ m}$

$$n_A = \frac{80144707,46 \text{ N}}{0,55 \times 155775,40 \text{ N}} = 52 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak } 15,1 \text{ cm} \sim 15,0 \text{ cm}$$

$$n_B = \frac{6411525,96 \text{ N}}{0,55 \times 155775,40 \text{ N}} = 42 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak } 18,2 \text{ cm} \sim 18,0 \text{ cm}$$

$$n_C = \frac{4274350,643 \text{ N}}{0,55 \times 155775,40 \text{ N}} = 28 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak } 27,3 \text{ cm} \sim 25,0 \text{ cm}$$

$$n_D = \frac{2137175,322 \text{ N}}{0,55 \times 155775,40 \text{ N}} = 14 \text{ buah (Untuk 2 baris) jarak } 54,6 \text{ cm} \sim 50,0 \text{ cm}$$

4.3.13 Lendutan Balok (*Chambering*)

Lendutan balok *prestress* terjadi melalui 2 kondisi yang pertama sebelum komposit dan setelah komposit.

4.3.13.1 Lendutan Balok *Prestress* (Sebelum Komposit)

$$E_{balok} = 34626,02 \text{ mPa} = 34626015,33 \text{ kPa}$$

$$I_x = 0,21716 \text{ m}^4$$

Dengan nilai Lendutan tidak boleh lebih dari $> \frac{L}{240} = 0,125 \text{ m}$

1. Lendutan Pada Keadaan Awal

$$P_{t1} = 5755,482 \text{ kN}$$

$$M_{balok} = 1892,813 \text{ kNm}$$

$$e_s = 0,695 \text{ m}$$

$$Q_{pt1} = \frac{8 \times P_{t1} \times e_s}{L^2} = \frac{8 \times 5755,482 \text{ kN} \times 0,695 \text{ m}}{30 \text{ m}^2} = 35,604 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = \frac{8 \times M_{balok}}{L^2} = \frac{8 \times 1892,813 \text{ kNm}}{30 \text{ m}^2} = 16,825 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) \times \left(\frac{(-Q_{pt1} + Q_{balok}) \times L^4}{E_{balok} \times I_x}\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) \times \left(\frac{(-35,604 \text{ kN/m} + 16,825 \text{ kN/m}) \times 30 \text{ m}^4}{1892,813 \text{ kNm} \times 0,217 \text{ m}^4}\right)$$

$$\delta = -0,026 \text{ m} > \frac{L}{240} \text{ (Ok)}$$

2. Lendutan Setelah Loss Of Prestress

$$P_{eff} = 4912,646kN$$

$$M_{balok} = 1892,813kNm$$

$$e_s = 0,695m$$

$$Q_{peff} = \frac{8xP_{eff}xe_s}{L^2} = \frac{8x4912,646kNx0,695m}{30m^2} = 30,390kN/m$$

$$Q_{balok} = \frac{8xM_{balok}}{L^2} = \frac{8x1892,813kNm}{30m^2} = 16,825kN/m$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-Q_{eff} + Q_{balok})xL^4}{E_{balok}xI_x}\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-30,390kN/m + 16,825kN/m)x30m^4}{1892,813kNm x 0,217m^4}\right)$$

$$\delta = -0,019m > \frac{L}{240} (Ok)$$

3. Lendutan Setelah Beton di cor muda

$$P_{eff} = 4912,646kN$$

$$M_{balok+plat} = 3439,688kNm$$

$$e_s = 0,695m$$

$$Q_{peff} = \frac{8xP_{eff}xe_s}{L^2} = \frac{8x4912,646kNx0,695m}{30m^2} = 30,390kN/m$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8xM_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8x3439,688kNm}{30m^2} = 30,575kN/m$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-Q_{eff} + Q_{balok+plat})xL^4}{E_{balok}xI_x}\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-30,390kN/m + 30,575kN/m)x30m^4}{1892,813kNm x 0,217m^4}\right)$$

$$\delta = 0,000m > \frac{L}{240} (Ok)$$

4. Lendutan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

$$P_{eff} = 4912,646kN$$

$$M_{balok+plat} = 3439,688kNm$$

$$e_s' = 1,053m$$

$$e_{xc} = 0,460m^4$$

$$Q_{peff} = \frac{8xP_{eff}xe_s'}{L^2} = \frac{8x4912,646kNx1,053m}{30m^2} = 46,011kN/m$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8xM_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8x3439,688kNm}{30m^2} = 30,575kN/m$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-Q_{eff} + Q_{balok+plat})xL^4}{E_{balok}xI_{xc}}\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x \left(\frac{(-46,011kN/m + 30,575kN/m)x30m^4}{1892,813kNm x 0,460m^4}\right)$$

$$\delta = 0,010m > \frac{L}{240} (Ok)$$

4.3.13.2 Lendutan Balok Komposit

Dengan *Section propertis*

$$E_{balok} = 34626,02mPa = 34626015,33kPa$$

$$I_x = 0,21716m^4$$

$$L = 30m$$

$$A_c = 1,045m^2$$

Dengan nilai Lendutan tidak boleh lebih dari $> \frac{L}{240} = 0,125m$

1. Lendutan Akibat Berat Sendiri (MS)

$$Q_{MS} = 36,087 kN/m$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x Q_{MS} x L^4 / (E_{balok} x I_{xc})$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x 36,087kN/m x 30m^4 / (34626015,33kPa x 0,21716m^4)$$

$$\delta = 0,023m$$

2. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$Q_{MA} = 6,96 kN/m$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x Q_{MA} x L^4 / (E_{balok} x I_{xc})$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}\right) x 6,96kN/m x 30m^4 / (34626015,33kPa x 0,21716m^4)$$

$$\delta = 0,004m$$

3. Lendutan Akibat *Prestress* (PR)

$$P_{eff} = 4912,646 kN$$

$$e_s = 0,695 m$$

$$Q_{peff} = \frac{8xP_{eff}xe_s}{L^2} = \frac{8x4912,646kNx0,695m}{30m^2} = 30,390 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}x - P_{eff}xL^4/(E_{balok}xI_{xc})\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}x(-30,090kN/m)x30m^4/(34626015,33kPax0,21716m^4)\right)$$

$$\delta = -0,020m$$

4. Lendutan Akibat Susut dan Rangkak (SR)

$$P_s = 1223,819kN$$

$$e' = 0,646 \text{ m}$$

$$Q_{ps} = \frac{8xP_sxe'}{L^2} = \frac{8x1223,819kNx0,646m}{30m^2} = 7,030 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}x - P_{ps}xL^4/(E_{balok}xI_{xc})\right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384}x(-30,090kN/m)x30m^4/(34626015,33kPax0,21716m^4)\right)$$

$$\delta = -0,020m$$

Lendutan akibat rangkakan (*creep*)

Lendutan balok setelah plat lantai selesai dicor $\delta_1 = 0,00026m$

Lendutan balok setelah menjadi komposit $\delta_2 = -0,01020m$

Lendutan akibat rangkakan $\delta = \delta_2 - \delta_1 = 0,01046m$

Lendutan akibat susut dan rangkakan $\delta = -0,020m + (-0,010m) = -0,005m$

5. Lendutan Akibat Beban Lajur (TD)

$$Q_{TD} = 13,86 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 105,644kN$$

$$\delta = \left(\frac{1}{48}x P_{TD}xL^3/(E_{balok}xI_{xc})\right) + \left(\frac{5}{384}x Q_{MA}xL^4/(E_{balok}xI_{xc})\right)$$

$$\delta = \left(\frac{1}{48}x105,644kNx30m^3/(34626015,33kPax0,21716m^4)\right)$$

$$+ \left(\frac{5}{384}x6,96kN/mx30m^4/(34626015,33kPax0,21716m^4)\right)$$

$$\delta = 0,012m$$

6. Lendutan Akibat Beban Rem (TB)

$$M_{TB} = 42,923 \text{ kNm}$$

$$\delta = (0,064xM_{TB}xL^2/(E_{balok}xI_{xc}))$$

$$\delta = (0,064 \times 42,923 \text{ kNm} \times 30 \text{ m}^2 / (34626015,33 \text{ kPa} \times 0,21716 \text{ m}^4))$$

$$\delta = 0,0001 \text{ m}$$

7. Lendutan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)

$$\delta = (0,064 \times P_t \times e_p \times L^2 / (E_{balok} \times I_{xc}))$$

$$\delta = (0,064 \times 2583,04 \text{ kNm} \times 0,528 \text{ m} \times 30 \text{ m}^2 / (34626015,33 \text{ kPa} \times 0,21716 \text{ m}^4))$$

$$\delta = 0,004 \text{ m}$$

8. Lendutan Akibat Beban Angin (EW)

$$Q_{EW} = 1,020 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384} \times Q_{EW} \times L^4 / (E_{balok} \times I_{xc}) \right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384} \times 1,020 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m}^4 / (34626015,33 \text{ kPa} \times 0,21716 \text{ m}^4) \right)$$

$$\delta = 0,0006 \text{ m}$$

9. Lendutan Akibat Beban Gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 14,867 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384} \times Q_{EW} \times L^4 / (E_{balok} \times I_{xc}) \right)$$

$$\delta = \left(\frac{5}{384} \times 14,867 \text{ kN/m} \times 30 \text{ m}^4 / (34626015,33 \text{ kPa} \times 0,21716 \text{ m}^4) \right)$$

$$\delta = 0,009 \text{ m}$$

4.3.13.3 Kontrol Lendutan Akibat Kombinasi Beban

$$\delta = \frac{L}{300} = 0,100 \text{ m}$$

Kontrol lendutan kombinasi ditunjukkan pada Tabel 4.56 berikut:

Tabel 4.56 Kontrol lendutan PCI

KOMBINASI 1										
δ	MS	MA	SR	PR	TD	TB	-	-	-	0,0156m
KOMBINASI 2										
δ	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	-	-	0,0205m
KOMBINASI 3										
δ	MS	MA	SR	PR	TD	TB	-	EW	-	0,0163m
KOMBINASI 4										
δ	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	-	0,0304m
KOMBINASI 5										
δ	MS	MA	SR	PR	-	-	-	-	EQ	0,0025m

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa semua kombinasi aman.

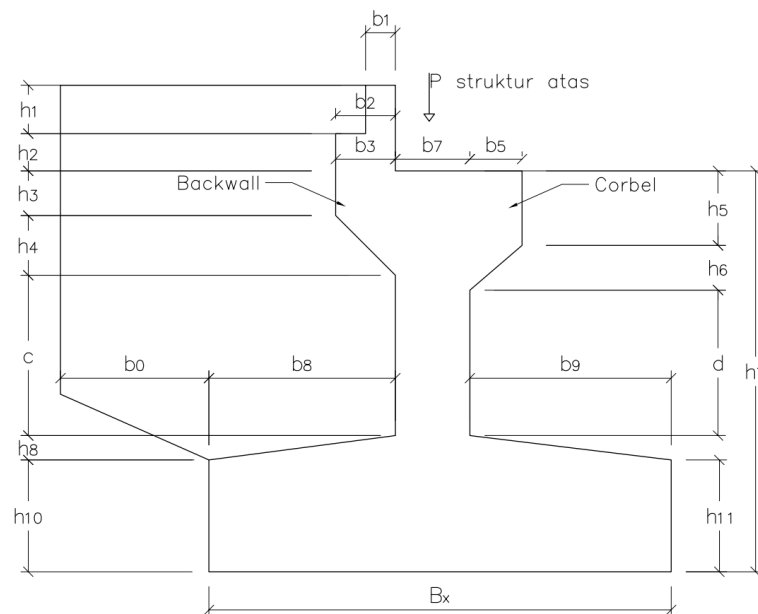
Desain *Girder* hasil Analisis akan dilampirkan.

4.4 Analisis Abutment Dengan beban RDT1

Abutment jembatan didirikan dengan 2 Abutment di masing-masing ujung pembentangan jembatan, namun pada analisis skripsi ini akan ditypicalkan dengan satu abutment dengan pembebanan RDT1 (*Steel Girder I 16 m*). sehingga analisis Abutment jembatan akan dilakukan seperti pembahasan berikut:

4.4.1 Data-Data Abutment

Data yang digunakan pada Abutment ditunjukkan pada Gambar 4.48 dan Tabel 4.57 berikut:



Gambar 4.48 Dimensi Abutment

Tabel 4.57 Dimensi Abutment

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi	(m)
h ₁	0,65	b ₁	0,40	Panjang Abutment	B _y	9,00
h ₂	0,50	b ₂	0,80	Tebal Wingwall	h _w	0,5
h ₃	0,60	b ₃	0,80	Tanah Timbunan		
h ₄	0,80	b ₄	0,00	Berat volume, W _s	18,00	kN/m ³
h ₅	1,00	b ₅	0,50	Sudut gesek, φ	35,00	°
h ₆	0,60	b ₆	0,00	Kohesi, C	0,00	kPa
h ₇	10,10	b ₇	1,40	Tanah dasar (Didasar Pilecap)		
h ₈	0,40	b ₈	2,30	Berat volume, W _s	23,34	kN/m ³
h ₉	0,40	b ₉	2,50	Sudut gesek, φ	30,00	°
h ₁₀	1,30	b ₀	3,90	Kohesi, C	14,21	kPa
h ₁₁	1,30			Bahan Struktur		
c	7,00	B _x	6,20	Mutu Beton	K-	350
d	6,80			Mutu Baja tulangan	U-	42

4.4.2 Analisa Beban Kerja

Beban kerja yang dihasilkan pada abutment merupakan $\frac{1}{2}$ dari total beban yang bekerja pada RDT1.

4.4.2.1 Berat Sendiri Struktur (MS)

1) Berat sendiri Struktur Atas

Beban yang bekerja pada struktur atas ditunjukkan pada Tabel 4.58 seperti berikut:

Tabel 4.58 Berat sendiri struktur atas

No	Beban	b_t (m)	t_s (m)	L_1 (m)	n	Berat	Berat(kN)
1	Slab	9,00	0,25	16,0	1,0	25,00 (kN/m ³)	900,000
2	Trotoar			16,0	2,0	4,680 (kN/m)	149,760
3	Balok			16,0	4,0	3,212 (kN/m)	205,568
4	Diafragma			16,0	3,0	0,321 (kN/m)	15,408

Berat total $W_{MS}=1120,976\text{kN}$

Beban pada Abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$P_{MS} = \frac{1}{2} * W_{MS} = \frac{1}{2} * 1120,976 = 560,488 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

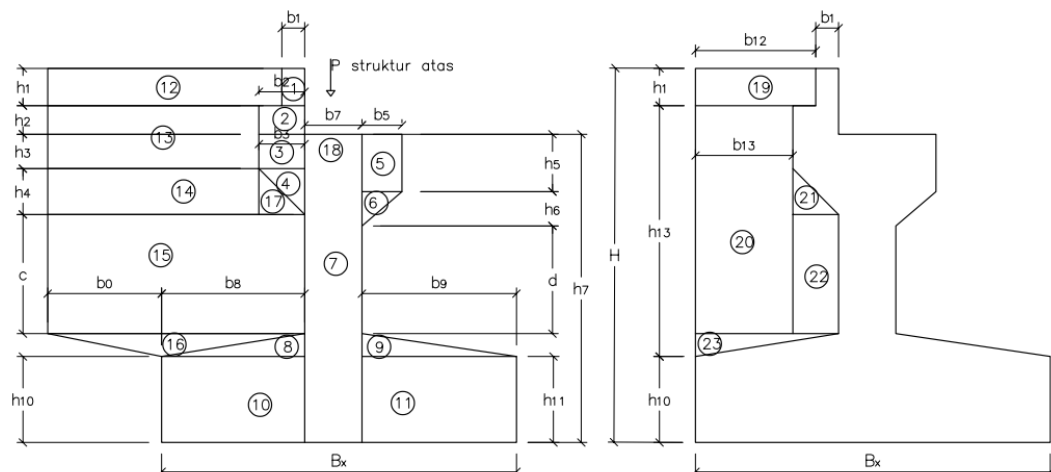
$$e = -\frac{B_x}{2} + b_8 + \frac{b_7}{2} = -\frac{6,2\text{m}}{2} + 2,5\text{m} + \frac{1,0\text{m}}{2} = -0,1 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat berat sendiri

$$M_{MS} = P_{MS} * e = -56,048\text{m}$$

2) Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat sendiri struktur bawah ditunjukkan pada Gambar 4.49 dan Tabel 4.59 berikut:



Gambar 4.49 Pembebanan struktur bawah

Tabel 4.59 Beban struktur bawah

No	Parameter Berat Bagian			Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	shape			
ABUTMENT						
1	0,40	0,65	1,00	58,50	1,00	-58,50
2	0,80	0,50	1,00	90,00	1,20	-108,00
3	0,80	0,60	1,00	108,00	1,20	-129,60
4	0,80	0,80	0,50	72,00	1,07	-76,80
5	0,50	1,00	1,00	112,50	0,85	95,63
6	0,50	0,60	0,50	33,75	0,77	25,88
7	1,40	10,10	1,00	3181,50	0,10	-318,15
8	2,30	0,40	0,50	103,50	1,57	-162,15
9	2,50	0,40	0,50	112,50	1,43	161,25
10	2,30	1,30	1,00	672,75	1,95	-1311,86
11	2,50	1,30	1,00	731,25	1,85	1352,81
No	Parameter Berat Bagian			Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	shape			
WINGWALL						
12	5,80	0,65	1,00	94,25	4,10	-386,43
13	5,40	1,10	1,00	148,50	4,30	-638,55
14	5,40	0,80	1,00	108,00	4,30	-464,40
15	6,20	7,00	1,00	1085,00	4,70	-5099,50
16	6,20	0,40	0,50	62,00	4,70	-291,40
17	0,80	0,80	0,50	46,08	1,07	-49,15
18	Lateral Stop Block		0,20	10,00	0,00	0,00
No	Parameter Berat Bagian			Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	shape			
TANAH						
19	1,90	0,65	1,00	200,07	2,15	-430,15
20	1,50	8,90	1,00	2162,70	2,35	-5082,35
21	0,80	0,80	0,50	51,84	1,77	-91,58
22	0,80	7,00	1,00	907,20	4,13	-3749,76
23	1,50	0,40	0,50	48,60	1,30	-63,18
Total beban			P_{MS}	10200,49	M_{MS}	-16875,95

Sehingga didapat nilai P_{MS} dan M_{MS} pada struktur bawah Abutment

$$P_{MS} = P_{MS(Str Atas)} + P_{MS(Str bawah)} = 10760,978 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = M_{MS(Str Atas)} + M_{MS(Str bawah)} = -16931,995 \text{ kNm}$$

4.4.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan pada Abutment ditunjukkan pada Tabel 4.60 berikut:

Tabel 4.60 Beban mati tambahan

No	beban	Tebal (m)	Lebar (m)	L_1 (m)	n	W (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Aspal+overlay	0,05	6,0	16,0	2,0	22,0	211,20
2	Railing	w=	0,5	16,0	2,0		16,00
3	ME	w=	0,1	16,0	2,0		3,20
4	Air hujan	0,05	6,0	16,0	1,0	9,8	47,04
W_{MA}							277,44

Sehingga didapat

$$P_{MA} = (0,5) \times W_{MA} = (0,5) \times 277,44 \text{ kN} = 138,720 \text{ kN}$$

$$M_{MA} = e \times P_{MA} = -0,1 \text{ m} \times 138,720 \text{ kN} = -13,872 \text{ kNm}$$

4.4.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Pada tanah di belakang abutment dihitung dengan adanya beban tambahan yang setara dengan 0,60 m yang berupa beban merata *ekivalen* beban kendaraan pada bagian tersebut.

$$\text{Berat tanah } W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek tanah} = 35^\circ$$

$$\text{Tinggi total abutment} = 11,65 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment } B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$\text{Faktor reduksi } K_{\phi R} = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi } K_{c R} = 1,0$$

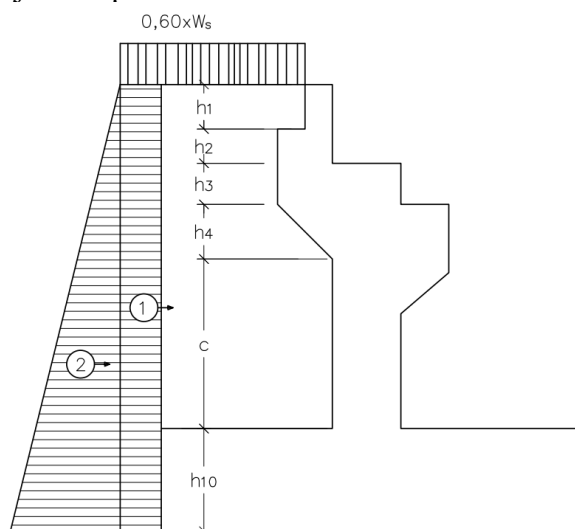
Ekivalen beban kendaraan

$$0,6 \text{ m} \times 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10,8 \text{ kPa}$$

$$\phi' = \tan^{-1}(K_{\phi R} \times \tan \phi) = 0,320 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = 0,521$$

Tekanan tanah ditunjukkan pada Gambar 4.50 dan Tabel 4.61 berikut:



Gambar 4.50 Tekanan tanah Abutment

Tabel 4.61 Tekanan tanah

No	Gaya tekanan tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6xW_s)xHxK_axB_Y$	570,141	5,625	3207,044
2	$T_{TA} = 0,5XH^2xW_qxK_axB_Y$	5345,074	3,75	20044,027

$$T_{TA} = 5915,215 \text{ kN}$$

$$M_{TA} = 23251,072 \text{ kNm}$$

4.4.2.4 Beban Lajur (TD)

Beban lajur menghasilkan besar lajur

$$W_{TD} = \left(\frac{qxL_1x(5,5 + b)}{2} + \frac{pxDLA(5,5 + b)}{2} \right)$$

$$W_{TD} = \left(\frac{8kpx16mx(5,5 + 6m)}{2} + \frac{49kPax0,4(5,5 + 6)}{2} \right) = 1186,8 \text{ kN}$$

Beban pada Abutment akibat beban lajur

$$P_{TD} = \frac{1}{2}xW_{TD} = 593,4 \text{ kN}$$

Momen pada fondasi akibat beban lajur "D"

$$M_{TD} = P_{TD}xe = 593,4kN \times -0,1m = -59,34 \text{ kNm}$$

4.4.2.5 Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan kaki atau beban pedestrian menghasilkan:

Panjang bentang	L_l	=16 m
Lebar trotoar	b_3	=1,5 m
Jumlah trotoar	n	= 2,0 buah
Luas bidang	A	= 48 m ²
Beban merata SNI	q	= 3,746 kPa

Beban pada pilar

$$P_{TP} = Axq = 48,00 \text{ m}^2 \times 3,746kPa = 179,808kN$$

Momen pada fondasi

$$M_{TP} = P_{TP}xe = 179,808kN \times -0,1 \text{ m} = -17,980 \text{ kNm}$$

4.4.2.6 Gaya Rem (TB)

Panjang bentang	L_l	=16 m
Gaya rem		=250 kN
Gaya rem pada pilar	T_{TB}	=500 kN

Lengan pada fondasi

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10} = 10,85 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 10,85 \text{ m} \times 500 \text{ kN} = 5425 \text{ kNm}$$

Lengan pada pilar

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 9,55 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 9,55 \text{ m} \times 500 \text{ kN} = 4775 \text{ kNm}$$

4.4.2.7 Temperatur (ET)

Perbedaan temperatur $\Delta T = 12,5^\circ\text{C}$

Koefisien muai $a = 0,00001/^\circ\text{C}$

Kekakuan geser untuk tumpuan $k = 1500 \text{ kN/m}$

Panjang bentang $L_I = 16 \text{ m}$

Jumlah tumpuan elastomer $n = 4$ buah

Gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur

$$T_{ET} = a \times \Delta T \times k \times \left(\frac{L}{2}\right) \times n = \frac{0,00001 \times 12,5^\circ\text{C} \times 1500 \text{ kN}}{\text{m} \times 8 \text{ m} \times 4} = 6,00 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{ET} = h_7 = 10,10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat temperatur

$$M_{ET} = 6,00 \text{ kN} \times 11,30 \text{ m} = 60,6 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{ET} = h_7 - h_9 - h_{11} = 8,40 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat temperatur

$$M'_{ET} = 6,00 \text{ kN} \times 9,80 \text{ m} = 50,4 \text{ kNm}$$

4.4.2.8 Beban Angin (EW)

Beban angin pada abutment dibagi menjadi 2 yaitu Beban angin bidang samping jembatan dan beban angin kendaraan

1) Beban Angin Pada Bidang Samping Jembatan

Gaya akibat angin meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_W \times V_W \times A_b$$

Dengan:

$$C_W = 1,25$$

$$V_W = 35 \text{ m/det}$$

Panjang bentang $L_1 = 16 \text{ m}$

Tinggi bidang samping $h_a = 2,05 \text{ m}$

$$A_b = \frac{16\text{m}}{2} \times 2,05\text{m} = 16,4\text{m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35\text{m/det} \times 16,4\text{m}^2$$

$$T_{EW1} = 30,135 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_7 + \frac{h_a}{2} = 11,125 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 30,135 \text{ kN} \times 11,125 \text{ m} = 335,252 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = h_7 - h_9 - h_{11} + \frac{h_a}{2} = 9,425 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 30,135 \text{ kN} \times 9,425 \text{ m} = 284,022 \text{ kNm}$$

2) Beban Angin Kendaraan

Gaya akibat angin meniup kendaraan yang melintas dihitung dengan rumus

$$T_{EW2} = 0,0012 \times C_W \times V_W^2 \times \left(\frac{L_1}{2}\right)$$

Dengan:

$$C_W = 1,25$$

$$V_W = 35 \text{ m/det}$$

Panjang bentang $L_1 = 16 \text{ m}$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW2} = (0,0012) \times (1,25) \times \left(35 \left(\frac{\text{m}}{\text{det}}\right)\right)^2 \times \left(\frac{16\text{m}}{2}\right)$$

$$T_{EW2} = 14,112 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW2} = h_7 + h_b + t_s + t_a = 11,25 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW2} = 14,112 \text{ kN} \times 11,25 \text{ m} = 158,76 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW2} = Y_{EW2} - h_{11} = 9,55 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW2} = 14,112 \text{ kN} \times 9,55 \text{ m} = 134,769 \text{ kNm}$$

3) Beban Total

Total beban angin pada fondasi

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 30,135 \text{ kN} + 14,112 \text{ kN} = 44,247 \text{ kN}$$

Total momen pada fondasi

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 335,252 \text{ kNm} + 158,76 \text{ kNm} = 494,012 \text{ kNm}$$

Total momen pada kolom

$$M_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 282,022 \text{ kNm} + 134,769 \text{ kNm} = 418,792 \text{ kNm}$$

4) Transfer Beban Angin ke lantai Jembatan

Beban angin tambahan yang meniup kendaraan

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 = 1,764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan

$$\text{Tinggi kendaraan} \quad h = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda} \quad x = 1,75 \text{ m}$$

Gaya pada Abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$P_{EW} = 2x \left(\left(\frac{1}{2} \right) x \left(\frac{h}{x} \right) x T_{EW} \right) x \left(\frac{L}{2} \right) = 14,515 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momen pada fondasi akibat transfer beban angin

$$M_{EW} = P_{EW} x e = 14,515 x (-0,1 \text{ m}) = -1,451 \text{ kN}$$

4.4.2.9 Beban Gempa (EQ)

Dari Analisa beban gempa dihitung seperti berikut:

Tinggi Kolom

$$L_b = h_3 + h_4 + c = 0,60 \text{ m} + 0,80 + 7,00 \text{ m} = 8,40 \text{ m}$$

Ukuran penampang kolom

$$b = B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$h = b_7 = 1,40 \text{ m}$$

inersia penampang kolom

$$I_c = \frac{1}{12} x b x h^3 = 2,058 \text{ m}^4$$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

Modulus elastis beton $E_c = 25332,084 \text{ MPa}$

Nilai kekakuan $K_p = 3 \times E_c \times I_c \times L_b^3 = 263875,88 \text{ kN/m}$

Percepatan gravitasi $g = 9,81 \text{ m/det}$

Berat sendiri struktur atas $P_{MS(str atas)} = 560,488 \text{ kN}$

Berat sendiri struktur bawah $P_{MS(str bawah)} = 10200,490 \text{ kN}$

Berat total struktur $W_{TP} = P_{MS(str atas)} + 0,5 \times P_{MS(str bawah)} = 5660,733 \text{ kN}$

Waktu getar alami struktur didapat

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{5660,733 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/det} \times 263875,88 \text{ kN/m}}} = 0,293 \text{ det}$$

Koefisien geser tanah $C = 0,14$

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi $n = 1$

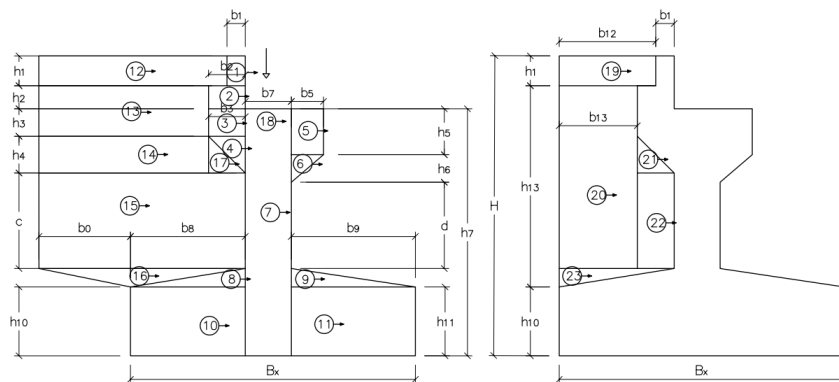
$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$

$S = 1,0 \times F = 1,225$

Koefisien beban gempa horizontal $K_h = C \times S = 0,17115$

Sehingga $T_{EQ} = K_h \times I \times W_t = 0,17115 \times 1 \times W_t = 0,17115 \times W_t$

Dengan W_t adalah berat pada struktur yang ditunjukkan pada Gambar 4.51 dan Tabel 4.62 berikut:



Gambar 4.51 Beban gempa

Tabel 4.62 Beban Gempa

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Y (m)	M_{EQ} (kNm)
Struktur atas				
PMS	560,488	96,124	11,250	1081,392
PMA	138,720	23,790	11,250	276,643
Abutment				
1	58,500	10,033	10,925	109,608
2	90,000	15,435	10,350	159,752
3	108,000	18,522	9,800	181,516
4	72,000	12,348	9,233	114,013
5	112,500	19,294	9,600	185,220
6	33,750	5,788	8,700	50,357
7	3181,500	545,627	5,050	2755,418
8	103,500	17,750	1,433	25,442
9	112,500	19,294	1,433	27,654
10	672,750	115,377	0,650	74,995
11	731,250	125,409	0,650	81,516
Wingwall				
12	94,250	16,164	10,925	176,590
13	148,500	25,468	10,050	255,951
14	108,000	18,522	9,100	168,550
15	1085,000	186,078	5,200	967,603
16	62,000	10,633	1,567	16,658
17	46,080	7,903	9,100	71,915
18	10,000	1,715	10,100	17,322
Tanah				
19	200,070	34,312	10,925	374,859
20	2162,700	370,903	6,150	2281,054
21	51,840	8,891	8,967	79,719
22	907,200	155,585	5,200	809,041
23	48,600	8,335	1,567	13,058

Dari hasil analisis didapat

$$T_{EQ} = 1869,298 \text{ kN dan } M_{EQ} = 10346,844 \text{ kNm}$$

Untuk arah X jembatan dan juga arah Y jembatan

Selanjutnya dicari tekanan Tanah Dinamis Akibat adanya gempa

Dengan

$$H = 11,25 \text{ m}$$

$$B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$\Delta K_{aG} = 0,303$$

Gaya gempa lateral

$$T_{EQ} = 0,5 \times H \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_y$$

$$T_{EQ} = 0,5 \times 11,25 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 0,303 \times 9 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = 3110,506 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap pondasi } y_{EQ} = \frac{2}{3} \times H = \frac{2}{3} \times 11,25 \text{ m} = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gempa } M_{EQ} = T_{EQ} \times y_{EQ} = 3110,50 \text{ kN} \times 7,5 \text{ m} = 23328,798 \text{ kNm}$$

4.4.2.10 Gesekan Perletakan (FB)

Gesekan perletakan memiliki koefisien gesek pada tumpuan yang berupa *elastomer* dengan $\mu = 0,18$

Reaksi abutment

$$\text{Berat sendiri Struktur atas } P_{MS} = 560,48 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan } P_{MA} = 138,72 \text{ kN}$$

Reaksi abutment akibat beban

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} = 699,20 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada peletakan

$$T_{FB} = \mu \times P_T = (0,18) \times 699,20 \text{ kN} = 125,85 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$y_{FB} = h_7 = 10,10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{FB} = T_{FB} \times y_{FB} = 125,85 \text{ kN} \times 10,10 \text{ m} = 1271,160 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{FB} = h_7 - h_{11} = 8,4 \text{ m}$$

Momen pada kolom

$$M'_{EW2} = 125,85 \text{ kN} \times 8,4 \text{ m} = 1057,20 \text{ kNm}$$

4.4.2.11 Rekap Beban Kerja

Rekap beban kerja yang bekerja ditunjukkan pada Tabel 4.63 berikut:

Tabel 4.63 Rekap Beban Kerja

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	10760,978			-16931,995	
2	MA	138,720			-13,872	
3	TA		5915,215		23251,072	
Beban Lalu Lintas						
4	TD	593,400			-59,340	
5	TP	179,808			-17,981	
6	TB		250,000		5425,000	
Aksi Lingkungan						
7	ET		6,000		60,600	
8	EW	14,515		44,247	-1,452	494,012
9	EQ		1869,298	1869,298	10346,844	10346,844
10	EQ		3110,506		23328,798	
Aksi Lainnya						
11	FB		125,85		1271,160	

4.4.2.12 Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Kombinasi Tegangan yang akan digunakan ditunjukkan pada Tabel 4.64 berikut:

Tabel 4.64 Kombinasi beban tegangan Kerja

Aksi	1	2	3	4	5
Aksi tetap	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	
Temperatur		X		X	
Beban angin			X	X	
Gempa					X
Beban tumbukan					
Beban pelaksanaan					
Tegangan diperoleh	0%	25%	25%	40%	50%

Sehingga didapat rekap beban untuk perencanaan tegangan kerja.

Tabel 4.65 Rekap Tegangan Kerja

Kombinasi	Tegangan	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Komb 1	0%	11672,9	6165,2	0,0	11652,9	0,0
Komb 2	25%	11672,9	6171,2	0,0	11713,5	0,0
Komb 3	25%	11672,9	6291,1	0,0	12924,0	0,0
Komb 4	40%	11687,4	6297,1	44,2	12983,2	494,0
Komb 5	50%	10899,7	4979,8	1869,3	16729,8	10346,8

4.4.3 Kontrol Stabilitas Guling dan Geser

4.4.3.1 Stabilitas Guling arah X Abutment

Momen penahan Guling

$$M_{px} = Px \left(\frac{B_x}{2} \right) x(1+k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah X ditunjukkan pada Tabel 4.66 berikut:

Tabel 4.66 Stabilitas guling arah X

Kombinasi	k	P (kN)	M_x (kNm)	M_{px} (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	11672,91	11652,88	36186,01	3,11	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 2	25%	11672,91	11713,48	45232,51	3,86	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 3	40%	11672,91	12924,04	50660,41	3,92	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 4	40%	11687,42	12983,19	50723,41	3,91	$\geq 2,2$ (OK)
Komb5	50%	10899,70	16729,77	50683,60	3,03	$\geq 2,2$ (OK)

4.4.3.2 Stabilitas Guling arah Y Abutment

Momen penahan Guling

$$M_{py} = Px \left(\frac{B_y}{2} \right) x(1+k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.67 berikut:

Tabel 4.67 Stabilitas guling arah Y

Kombinasi	k	P (kN)	M_y (kNm)	M_{py} (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	11672,91	0,00	52528,08	-	
Komb 2	25%	11672,91	0,00	65660,10	-	
Komb 3	40%	11672,91	0,00	73539,31	-	
Komb 4	40%	11687,42	494,01	73630,75	149,05	$\geq 2,2$ (OK)
Komb5	50%	10899,70	10346,84	73572,96	7,11	$\geq 2,2$ (OK)

4.4.3.3 Stabilitas Geser arah X Abutment

Gaya penahan Geser

$$H = (Cx B_x x B_y + Px \tan \phi) x(1+k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.68 berikut:

Tabel 4.68 Penahan geser arah X

Kombinasi	k	P (kN)	T_x (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	11672,91	6165,22	7532,27	1,52	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 2	25%	11672,91	6171,22	9415,34	1,53	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 3	40%	11672,91	6291,07	10545,18	1,68	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 4	40%	11687,42	6297,07	10556,92	1,68	$\geq 1,5$ (OK)
Komb5	50%	10899,70	4979,80	10628,79	2,13	$\geq 1,5$ (OK)

4.4.3.4 Stabilitas Geser arah Y Abutment

Gaya penahan Geser

$$H = (C_x B_x x B_y + P x \tan \phi) x (1 + k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.69 berikut:

Tabel 4.69 Penahan geser arah Y

Kombinasi	k	P (kN)	T_y (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	11672,91	0,00	7532,27	-	
Komb 2	25%	11672,91	0,00	9415,34	-	
Komb 3	40%	11672,91	0,00	10545,18	-	
Komb 4	40%	11687,42	44,25	10556,92	238,59	$\geq 1,5$ (OK)
Komb5	50%	10899,70	1869,30	10628,79	5,69	$\geq 1,5$ (OK)

4.4.4 Beban *Ultimate* Pada *Pilecap*

Rekap pembebanan pada *pilecap* ditunjukkan pada Tabel 4.70 berikut:

Tabel 4.70 Rekap beban pada *Pilecap*

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	10760,98			-16932,00	
2	MA	138,72			-13,87	
3	TA		5915,22		23251,07	
Beban Lalu Lintas						
4	TD	593,40			-59,34	
5	TP	179,81			-17,98	
6	TB		250,00		5425,00	
Aksi Lingkungan						
7	ET		6,00		60,60	
8	EW	14,52		44,25	-1,45	494,01
9	EQ		1869,30	1869,30	10346,84	10346,84
10	EQ		3110,51		23328,80	
Aksi Lainnya						
11	FB		125,85		1271,16	

Kombinasi Pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu

Kombinasi 1= Kuat I = 1,3MS+2MA+1,25TA+1,8TD+1,8TP+1,8TB+1FB

Kombinasi 2= Kuat II=1,3MS+2MA+1,25TA+1,4TD+1,4TP+1,4TB+1,2ET+1FB

Kombinasi 3=Kuat III=1,3MS+2MA+1,25TA+1,2ET+1,4 EW+1FB

Kombinasi 4=Kuat V=1,3MS+2MA+1,25TA+1,2ET+1,4 EW+1FB

Kombinasi 5=Ekstrem I= 1,3MS+2MA+1,25TA+1EQ+1FB

Sehingga menghasilkan Beban *Ultimate* *Pilecap* Yang ditunjukkan pada Tabel 4.71 berikut:

Tabel 4.71 Beban *Ultimate* pada *Pilecap* Abutment

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	15658,49	7977,08	0,00	17994,20	0,00
Kombinasi 2	15349,20	7877,08	0,00	15855,13	0,00
Kombinasi 3	14287,03	7527,08	61,95	8366,35	691,62
Kombinasi 4	14287,03	7527,08	61,95	8366,35	691,62
Kombinasi 5	14266,71	12499,68	1869,30	41971,30	10346,84

4.4.5 Beban *Ultimate* Pada Kolom

4.4.5.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang berada pada pilar ditunjukkan pada Tabel 4.72 berikut:

Tabel 4.72 Berat Sendiri Pada pilar

No	b (m)	h (m)	Berat (kN)
1	0,40	0,65	58,500
2	0,80	0,50	90,000
3	0,80	0,60	108,000
4	0,80	0,80	72,000
5	0,50	1,00	112,500
6	0,50	0,60	33,750
7	1,40	8,40	2646,000
18	Lateral <i>Stop Block</i>		10,00
Struktur atas			560,488
P_{MS}			3691,238

4.4.5.2 Tekanan Tanah (TA)

Tekanan tanah pada pilar hanya dihitung beban yang ada pada kolom saja sehingga $H'=9,55$ m

Sehingga beban yang timbul pada pilar di tunjukan pada Tabel 4.73 berikut:

Tabel 4.73 Tekanan tanah pada pilar

No	Gaya tekanan tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6xW_s)xHxK_axB_Y$	485,987	4,775	2311,036
2	$T_{TA} = 0,5XH^2xW_qxK_axB_Y$	3851,726	3,183	12261,329

4.4.5.3 Beban Gempa (EQ)

Beban gempa ditunjukkan pada Tabel 4.74 dengan

$$T_{EQ} = 0,1715x W_t$$

Tabel 4.74 beban Gempa pada Kolom

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Y (m)	M_{EQ} (kNm)
Struktur atas				
PMS	560,488	96,124	9,550	917,981
PMA	138,720	23,790	9,550	227,199
Abutment				
1	58,50	10,033	9,225	92,552
2	90,00	15,435	8,650	133,513
3	108,00	18,522	8,100	150,028
4	72,00	12,348	7,533	93,022
5	112,50	19,294	7,900	152,421
6	33,75	5,788	7,200	41,675
7	2646,00	453,789	4,200	1905,914

4.4.5.4 Rekap Beban *Ultimate* Kolom

Rekap pembebanan pada kolom ditunjukkan pada Tabel 4.75 berikut:

Tabel 4.75 Rekap beban pada Kolom

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	3691,238				
2	MA	138,720				
3	TA		4335,713		14572,364	
Beban Lalu Lintas						
4	TD	593,400				
5	TP	179,808				
6	TB		250,000		4775,000	
Aksi Lingkungan						
7	ET		6,000		50,400	
8	EW	14,515		44,247		418,792
9	EQ		655,123	655,123	3714,304	3714,304
10	EQ		2325,031		7334,846	
Aksi Lainnya						
11	FB		125,857		1057,202	

Kombinasi Pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu

Kombinasi 1= Kuat I = $1,3MS+2MA+1,25TA+1,8TD+1,8TP+1,8TB+1FB$

Kombinasi 2= Kuat II= $1,3MS+2MA+1,25TA+1,4TD+1,4TP+1,4TB+1,2ET+1FB$

Kombinasi 3=Kuat III= $1,3MS+2MA+1,25TA++1,2ET+1,4 EW+1FB$

Kombinasi 4=Kuat V= $1,3MS+2MA+1,25TA+1,2ET+1,4 EW+1FB$

Kombinasi 5=Ekstrem I= $1,3MS+2MA+1,25TA+1EQ+1FB$

Sehingga menghasilkan Beban *Ultimate* Yang ditunjukkan pada Tabel 4.76 berikut:

Tabel 4.76 Beban *Ultimate* pada kolom Abutment

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	6144,169	6002,698	0,000	27928,138	0,000
Kombinasi 2	6158,541	5902,698	0,000	26018,138	0,000
Kombinasi 3	5096,371	5552,698	61,946	19333,138	586,309
Kombinasi 4	5096,371	5552,698	61,946	19333,138	586,309
Kombinasi 5	5076,049	8525,652	655,123	30321,808	3714,304

4.4.6 Beban *Ultimate* Pada *Head* Abutment

Beban *ultimate* pada *Head* Abutment dibagi menjadi 3 yaitu *Backwall* bawah, *Backwall* atas, dan *Corbel*.

4.4.6.1 *Ultimate* Pada *Backwall* bawah

1. Tekanan tanah

Nilai tekanan tanah diperoleh

$$\phi' = 0,320 \text{ rad}$$

$$K_a = 0,521$$

$$W_s = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6mxW_s = 10,8 \text{ kPa}$$

$$B_y = 9,0 \text{ m}$$

$$H''=h_1+h_2 = 1,15 \text{ m}$$

Sehingga beban yang timbul pada pilar di tunjukan pada Tabel 4.77 berikut:

Tabel 4.77 Tekanan tanah pada *Backwall* bawah

No	Gaya tekanan tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6xW_s) \times H'' \times K_a \times B_y$	58,281	0,575	33,512
2	$T_{TA} = 0,5 \times H''^2 \times W_a \times K_a \times B_y$	55,853	0,383	21,410

Dari tabel 4.77 didapat nilai $T_{TA} = 114,134 \text{ kN}$ dan $M_{TA} = 54,922 \text{ kNm}$

2. Beban Gempa statistik *ekivalen*

Beban gempa statistik *ekivalen* ditunjukkan pada Tabel 4.78 berikut:

Tabel 4.78 Beban gempa statistik *ekivalen* pada *Backwall* bawah

No	Berat W_i (kN)	T_{EQ} (kN)	Y (m)	M_{EQ} (kNm)
Backwall Bawah				
1	58,50	10,033	0,825	8,277
2	90,00	15,435	0,250	3,859

Dari tabel 4.78 didapat nilai $T_{EQ} = 25,468 \text{ kN}$ dan $M_{EQ} = 12,136 \text{ kNm}$

3. Beban Gempa Tekanan Tanah

Beban Gempa Tekanan tanah hanya dihitung beban timbul pada *backwall* bawah saja.

Sehingga beban yang timbul di tunjukan pada Tabel 4.79 berikut:

Tabel 4.79 Tekanan Gempa Tekanan tanah *Backwall* bawah

No	Gaya tekanan tanah	T_{EQ} (kN)	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	$(0,5) \times (H'')^2 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_y$	32,503	0,767	24,919
2	$(H - H'')^1 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_y$	496,452	0,575	285,460

Dari Tabel 4.79 didapat nilai total $T_{EQ} = 528,955$ kN dan $M_{EQ} = 310,379$ kNm

4. Beban *Ultimate* total *backwall* bawah

Beban *ultimate* yang bekerja pada *backwall* bawah ditunjukkan pada Tabel 4.80 berikut:

Tabel 4.80 Rekap beban *ultimate Backwall*

No	Aksi	Faktor	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	M_u (kNm)
1	TA	1,25	114,134	54,922	142,667	68,652
2	EQ	1	25,468	12,136	25,468	12,136
3	EQ	1	528,955	310,379	528,955	310,379
Total					697,090	391,167

4.4.6.2 *Ultimate* Pada *Backwall* Atas

1. Tekanan tanah

Nilai tekanan tanah diperoleh

$$\phi' = 0,320 \text{ rad}$$

$$K_a = 0,521$$

$$W_s = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6m \times W_s = 10,8 \text{ kPa}$$

$$B_y = 9,0 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 = 0,65 \text{ m}$$

Sehingga beban yang timbul di tunjukan pada Tabel 4.81 berikut:

Tabel 4.81 Tekanan tanah pada *Backwall* Atas

No	Gaya tekanan tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6 \times W_s) \times H'' \times K_a \times B_y$	32,941	0,325	10,706
2	$T_{TA} = 0,5 \times H''^2 \times W_a \times K_a \times B_y$	17,843	0,216	3,866

Dari Tabel 4.81 didapat nilai $T_{TA} = 50,785$ kN dan $M_{TA} = 14,572$ kNm

2. Beban Gempa statistik *ekivalen*

Beban gempa statistik *ekivalen* ditunjukkan pada Tabel 4.82 berikut:

Tabel 4.82 Beban gempa statistik *ekivalen* pada *Backwall* Atas

No	Berat W_i (kN)	T_{EQ} (kN)	Y (m)	M_{EQ} (kNm)
<i>Backwall</i> Bawah				
1	58,50	10,033	0,325	3,261

Dari Tabel 4.82 didapat nilai $T_{EQ}= 10,033$ kN dan $M_{EQ}= 3,261$ kNm

3. Beban Gempa Tekanan Tanah

Beban Gempa Tekanan tanah hanya dihitung beban timbul pada *backwall* Atas saja.

Sehingga beban yang timbul pada pilar di tunjukan pada Tabel 4.83 berikut:

Tabel 4.83 Tekanan Gempa Tekanan tanah *Backwall* Atas

No	Gaya tekanan tanah	T_{EQ} (kN)	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	$(0,5) \times (H'')^2 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_y$	10,384	0,433	4,500
2	$(H - H'')^1 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_y$	521,029	0,325	169,334

Dari Tabel 4.83 didapat nilai $T_{EQ}= 531,413$ kN dan $M_{EQ}= 173,838$ kNm

4. Beban *Ultimate* total *backwall* bawah

Beban *ultimate* yang bekerja pada *backwall* atas ditunjukkan pada Tabel 4.84 berikut:

Tabel 4.84 Rekap beban *ultimate* *Backwall* Atas

No	Aksi	Faktor	T (kN)	M (kN)	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	TA	1,25	50,785	14,572	63,481	18,215
2	EQ	1	10,033	3,261	10,033	3,261
3	EQ	1	531,413	173,834	531,413	173,834
Total					604,926	195,310

4.4.6.3 *Ultimate* pada *Corbel*

Beban *ultimate* yang diterima

Gaya geser akibat $P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$ dengan beban *eksentrisitas* $e=b_s/2 = 0,25$ m

Sehingga Beban *ultimate* pada *Corbel* ditunjukkan pada Tabel 4.85

Tabel 4.85 Beban geser dan momen *ultimate* *Corbel*

No	Aksi	Faktor	P (kN)	V_u (kN)	e (m)	M_u (kNm)
1	MS	1,3	560,488	728,634	0,250	182,159
2	MA	2	138,720	277,440	0,250	69,360
3	TD	2	593,400	1186,800	0,250	296,700
Total						767,506

4.4.7 Ultimate Pada Wingwall

Plat *wingwall* dianalisis sebagai *Two way slab* dikarenakan salah satu sisi vertikal dan horizontal terhadap abutment. Sehingga menghasilkan momen *ultimate* seperti ditunjukkan pada Tabel 4.86 berikut:

Tabel 4.86 beban *ultimate wingwall*

No	Aksi	Faktor	V_u (kN)	M_{uy} (kNm)	M_{ux} (kNm)
1	TA	1,25	3733,531	6274,212	5786,972
2	EQ	1	126,931	303,049	196,744
3	EQ	1	1601,688	5052,894	2571,841
Total			5462,150	11630,155	8555,557

4.4.8 Penulangan Pada kolom

4.4.8.1 Penulangan Kolom Utama

Penulangan Kolom dihitung sebagai berikut:

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Dimensi *Breast wall* $B_y = 9,00 \text{ m}$ dan $b_7 = 1,00 \text{ m}$

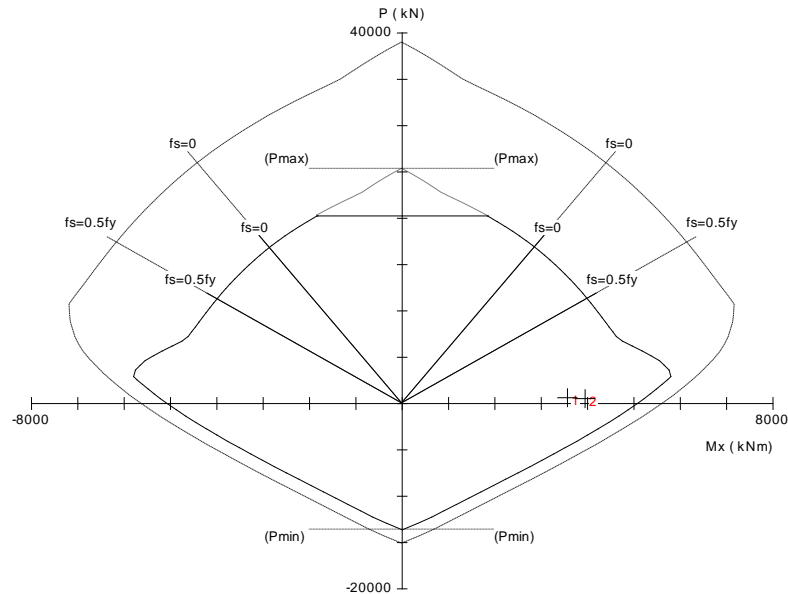
Akan ditinjau selabar $\ell = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$

Sehingga didapat P_u dan M_u dengan lebar ℓ seperti ditunjukkan pada Tabel 4.87 berikut:

Tabel 4.87 Beban dan Momen selebar 1 m Abutment

Kombinasi Beban	Lebar 9 m		Lebar 1 m	
	P_u (kN)	M_u (kNm)	P_u (kN)	M_u (kNm)
Kombinasi 1	6144,169	27928,138	682,685	3103,126
Kombinasi 2	6158,541	26018,138	684,282	2890,904
Kombinasi 3	5096,371	19333,138	566,263	2148,126
Kombinasi 4	5096,371	19333,138	566,263	2148,126
Kombinasi 5	5076,049	30321,808	564,005	3369,090

Dari Tabel 4.87 dicari nilai ρ melalui diagram interaksi yang ditunjukkan pada Gambar 4.52 dengan mengambil 2 beban terbesar berikut:



Gambar 4.52 Diagram interaksi

Dari pengolahan didapat nilai

Rasio tulangan $\rho = 2,62\%$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times h = (2,62\%) \times 1000\text{mm} \times 1400\text{mm} = 36680\text{mm}^2$$

Diameter tulangan $D = 29\text{ mm}$

Tulangan tekan dan Tarik dibuat sama dengan tulangan Tarik

$$\frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 36680\text{mm}^2 = 17500\text{mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_t = \frac{\frac{3,14}{4} \times D^2 \times \ell}{\frac{1}{2} \times A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} \times 29\text{mm}^2 \times 1000\text{m}}{\frac{1}{2} \times 17500\text{mm}^2} = 50,39\text{ mm}$$

Dikarenakan jarak tulangan S_t terlalu kecil sehingga tulangan tekan dan Tarik akan didesain dengan 2 lapis tulangan. Tulangan Tarik dan tekan di isi dengan **14 tulangan** dengan konfigurasi terlampir.

Yang ditunjukkan pada Tabel 4.88 berikut:

Tabel 4.88 Tulangan kolom Abutment

Letak tulangan	Lapis	Diameter "D"	Jarak (mm)	A_s (mm ²)
Tulangan tekan	2	29	100	18485,18
Tulangan tarik	2	29	100	18485,18

4.4.8.2 Penulangan Geser Kolom

Gaya aksial ultimate $P_u = 564,005 \text{ kN} = 564005 \text{ N}$

Momen ultimate $M_u = 3369,090 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Lebar ditinjau $\ell = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$

Faktor reduksi $\phi = 0,65$

Tinggi dinding abutment $L_{abt} = 8800 \text{ mm}$

Tebal dinding abutment $h = 1400 \text{ mm}$

Luas tulangan longitudinal Abutment $A_s = 36970,36 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 100 \text{ mm}$

$$V_u = \frac{M_u}{L_{abt}} = 382851,116 \text{ N}$$

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1000 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{29 \text{ mm}}{2} = 1284,000 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2 \times f'_c \times \ell \times d = (0,2) \times 29,05 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 1284,00 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 7460040,000 \text{ N}$$

$$\phi \times V_{cmax} = (0,65) \times 7460040,00 \text{ N} = 4849026,00 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Dengan $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 1$, $\beta_3 = 1$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_1 \times \beta_1 \times \ell \times d \times \sqrt{\left(\frac{A_s \times f'_c}{\ell \times d} \right)}$$

$$V_{uc} = 1 \times 1 \times 1 \times 1000 \text{ mm} \times 1284,00 \text{ mm} \times \sqrt{\left(\frac{36970,36 \text{ mm}^2 \times 29,05 \text{ MPa}}{1000 \text{ mm} \times 1284,00 \text{ mm}} \right)}$$

$$V_{uc} = 891008,009 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \times \ell \times d = 865393,327 \text{ N} + 0,6 \times 1000 \text{ mm} \times 1284,00 \text{ mm}$$

$$V_c = 1661408,009 \text{ N}$$

$$V_c \times \phi = 1079915,206 \text{ N} > V_u \text{ (hanya perlu tulangan minimum)}$$

Gaya geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{0,65} = 589001,716 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D16-400 mm (untuk arah $s_y = 400 \text{ mm}$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} x D^2 x \left(\frac{\ell}{S_y} \right) = \frac{3,14}{4} x 16mm^2 x \left(\frac{1000mm}{400mm} \right) = 502,244 mm^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_y = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{502,244mm^2 x 420MPa x 1000mm^2}{589001,716N} = 589,988 mm$$

Digunakan tulangan arah **X = D16-400** dan **Y = D16-400**

4.4.9 Penulangan *Backwall* Bawah

Dimensi

Tebal $h = b_2 = 0,80 m$

Lebar $B_y = 9,00 m$

Momen *ultimate* $M_u = 391,167 kNm$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 697,090 kN$

Ditinjau $\ell = 1m$

Momen *ultimate* $M_u = 43,463 kNm$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 77,454 kN$

1. Tulangan Lentur

Momen *ultimate* $M_u = 43,463 kNm$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 77,454 kN$

Mutu beton $f'_c = 29,05 MPa$

Mutu baja $f_y = 420 MPa$

Tebal beton $h = 800 mm$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 50 mm$

Modulus elastis baja $E_s = 200000$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 x 0,85 x \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) x 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 x 0,85 x \left(\frac{29,05 MPa}{420 MPa} \right) x 600}{600 + 420 MPa} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 x \rho_b x f_y x \left(1 - 0,5 x 0,75 x \rho_b x f_y / (0,85 x f'_c) \right)$$

$$R_{max} = (0,75) x (0,029) x 420 MPa x \left(1 - \frac{(0,5) x (0,75) x (0,029) x 420 MPa}{(0,85) x 29,05 MPa} \right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor *reduksi* tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 800\text{mm} - 50\text{mm} - \frac{16\text{mm}}{2} = 742,00\text{mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 54,328 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell x d^2} = 0,098$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85x \frac{f'_c}{f_y} x \left(1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85x f'_c)} \right)$$

$$\rho = 0,85x \frac{29,05\text{MPa}}{420\text{MPa}} x \left(1 - \sqrt{1 - 2x0,098 / (0,85x29,05\text{MPa})} \right) = 0,000235$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho x \ell x d = (0,000833)x1000\text{mm}x742\text{mm} = 618,33 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D16

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 16\text{mm}^2 x 1000\text{mm}}{618,33 \text{ mm}^2} = 325,00 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D16-300**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{2} x A_s = 309,166 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D13

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 13\text{mm}^2 x 1000\text{mm}}{309,166 \text{ mm}^2} = 429,105 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D13-300**

2. Tulangan Geser

Gaya geser ultimate $V_u = 77454,5 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} x \left(\sqrt{f'_c} \right) x \ell x d = 666539,242 \text{ N}$$

$$V_s x \phi = 399923,545 \text{ N} > V_u = \text{Tidak perlu tulangan geser}$$

4.4.10 Tulangan Backwall Atas

Dimensi

Tebal $h = b_1 = 0,40 \text{ m}$

Lebar $B_y = 9,00 \text{ m}$

Momen ultimate $M_u = 195,310 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimate $V_u = 604,926 \text{ kN}$

Ditinjau $\ell = 1 \text{ m}$

Momen ultimate $M_u = 21,701 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimate $V_u = 67,214 \text{ kN}$

1. Tulangan Lentur

Momen ultimate $M_u = 21,701 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimate $V_u = 67,214 \text{ kN}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Tebal beton $h = 400 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 50 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 200000$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 x 0,85 x \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) x 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 x 0,85 x \left(\frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) x 600}{600 + 420 \text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 x \rho_b x f_y x (1 - 0,5 x 0,75 x \rho_b x f_y / (0,85 x f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) x (0,029) x 420 \text{ MPa} x \left(1 - \frac{(0,5) x (0,75) x (0,029) x 420 \text{ MPa}}{(0,85) x 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 400 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{13 \text{ mm}}{2} = 343,50 \text{ mm}$$

Momen nominal rencana $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 27,126 \text{ kNm}$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,22$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)} \right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22 / (0,85 \times 29,05 \text{ MPa})} \right) = 0,000550$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times d = (0,000833) \times 1000 \text{ mm} \times 343,5 \text{ mm} = 286,25 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D13

Jarak tulaangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} \times D^2 \times \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} \times 13 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{286,25 \text{ mm}^2} = 463,458 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D13-300**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{2} \times A_s = 143,125 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D13

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} \times D^2 \times \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} \times 13 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{143,125 \text{ mm}^2} = 926,917 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D13-300**

2. Tulangan Geser

Gaya geser ultimate $V_u = 67214,1 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \left(\sqrt{f'_c} \right) \times \ell \times d = 308566,347 \text{ N}$$

$$V_s \times \phi = 185139,808 \text{ N} > V_u = \text{Tidak perlu tulangan geser}$$

4.4.11 Penulangan Corbel

Dimensi

$$\text{Tebal} \quad h = h_5 + h_6 = 2,4 \text{ m}$$

Eksentrisitas beban	= 0,35
Lebar	$B_y = 9,00 \text{ m}$
Momen <i>ultimate</i>	$M_u = 548,218 \text{ kNm}$
Gaya geser <i>ultimate</i>	$V_u = 2192,874 \text{ kN}$
Ditinjau	$\ell = 1 \text{ m}$
Momen <i>ultimate</i>	$M_u = 60,913 \text{ kNm}$
Gaya geser <i>ultimate</i>	$V_u = 243,653 \text{ kN}$

1. Tulangan Lentur

Momen <i>ultimate</i>	$M_u = 60,913 \text{ kNm}$
Mutu beton	$f'_c = 29,05 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal beton	$h = 1600 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi	$d' = 50 \text{ mm}$
Modulus elastis baja	$E_s = 200000$
Faktor reduksi	$\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left(1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c)\right)$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor *reduksi* tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1600 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 1542,00 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 72,141 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,032$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85x \frac{f'_c}{f_y} x \left(1 - \sqrt{1 - 2xR_n / (0,85x f'_c)} \right)$$

$$\rho = 0,85x \frac{29,05MPa}{420MPa} x \left(1 - \sqrt{1 - 2x(0,032) / (0,85x 29,05MPa)} \right) = 0,00007$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho x \ell x d = (0,000833) x 1000mm x 1542,00mm = 1285,000 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D16

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 16mm^2 x 1000mm}{1285,00 \text{ mm}^2} = 156,389 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D16-100**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{2} x A_s = 642,5 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D16

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 16mm^2 x 1000mm}{642,5 \text{ mm}^2} = 312,778 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D16-200**

2. Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 243652,7 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} x \left(\sqrt{f'_c} \right) x \ell x d = 1350344 \text{ N}$$

$V_s x \phi = 810206,26 \text{ N} > V_u = \text{Tidak perlu tulangan geser}$

4.4.12 Wingwall Arah Vertikal

Dimensi

Tebal $h = h_w = 0,5 \text{ m}$

Lebar $H_x = 6,20 \text{ m}$

Momen *ultimate* $M_u = 11630,1554 \text{ kNm}$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 5462,149 \text{ kN}$

Ditinjau $\ell = 1\text{m}$
 Momen *ultimate* $M_u = 1875,831\text{ kNm}$
 Gaya geser *ultimate* $V_u = 880,991\text{ kN}$

1. Tulangan Lentur

Momen *ultimate* $M_u = 1875,832\text{ kNm}$
 Mutu beton $f'_c = 29,05\text{ MPa}$
 Mutu baja $f_y = 420\text{ MPa}$
 Tebal beton $h = 500\text{ mm}$
 Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 35\text{ mm}$
 Modulus elastis baja $E_s = 200000$
 Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05\text{ MPa}}{420\text{ MPa}}\right) \times 600}{600 + 420\text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left(1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c)\right)$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420\text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420\text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05\text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 500\text{ mm} - 50\text{ mm} - \frac{32\text{ mm}}{2} = 449,0\text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 2344,789\text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 4,630$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)}\right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05\text{ MPa}}{420\text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (4,630) / (0,85 \times 29,05\text{ MPa})}\right) = 0,0123$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho x \ell x d = (0,0150) x 1000 \text{ mm} x 449 \text{ mm} = 5529,1 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D32

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 32 \text{ mm}^2 x 1000 \text{ mm}}{5529,1 \text{ mm}^2} = 145,384 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D32-100**

Untuk tulangan bagi diambil 30% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{3} x A_s = 1658,729 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D25

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 25 \text{ mm}^2 x 1000 \text{ mm}}{1658,729 \text{ mm}^2} = 295,784 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D25-200**

2. Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 880991,877 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} x (\sqrt{f_c'}) x \ell x d = 403337,088 \text{ N}$$

$V_c x \phi = 242002,253 \text{ N} > V_u = \text{perlu tulangan geser}$

$$\phi x V_s = V_u - V_c x \phi = 638989 \text{ N}$$

$$V_s = 1064982,71 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D19-200 mm (untuk arah $s_y = 200 \text{ mm}$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} x D^2 x \left(\frac{\ell}{S_y}\right) = \frac{3,14}{4} x 19 \text{ mm}^2 x \left(\frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}\right) = 1416,925 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{1416,925 \text{ mm}^2 x 420 \text{ MPa} x 1000 \text{ mm}^2}{1064982,71 \text{ N}} = 250,899 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D19-200** (arah X) dan **D19-200** (arah Y)

4.4.13 Wingwall Arah Horizontal

Dimensi

Tebal $h = h_w = 0,5 \text{ m}$

Lebar $H_y = 9,55 \text{ m}$

Momen *ultimate* $M_u = 8555,55 \text{ kNm}$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 5462,149 \text{ kN}$

Ditinjau $\ell = 1 \text{ m}$

Momen *ultimate* $M_u = 895,869 \text{ kNm}$

Gaya geser *ultimate* $V_u = 571,952 \text{ kN}$

1. Tulangan Lentur

Momen *ultimate* $M_u = 895,870 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Tebal beton $h = 500 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 35 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 200000$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 500 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 449,0 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 1119,837 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 5,555$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85x \frac{f'_c}{f_y} x \left(1 - \sqrt{1 - 2xR_n / (0,85x f'_c)} \right)$$

$$\rho = 0,85x \frac{29,05MPa}{420MPa} x \left(1 - \sqrt{1 - 2x(5,555) / (0,85x 29,05MPa)} \right) = 0,0151$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho x \ell x d = (0,0173) x 1000mm x 449mm = 6819,0 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D32

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 32mm^2 x 1000mm}{6819,0 \text{ mm}^2} = 117,882 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D32-100**

Untuk tulangan bagi diambil 30% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{3} x A_s = 2045,701 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D25

Jarak tulaangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 25mm^2 x 1000mm}{2045,701 \text{ mm}^2} = 239,832 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D25-200**

2. Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 571952,841 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} x \left(\sqrt{f'_c} \right) x \ell x d = 403337,088 \text{ N}$$

$V_c x \phi = 242002,253 \text{ N} < V_u = \text{perlu tulangan geser}$

$$\phi x V_s = V_u - V_c x \phi = 329950,588 \text{ N}$$

$$V_s = 549917,647 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-200 mm (untuk arah $s_y = 200mm$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} \times D^2 \times \left(\frac{\ell}{S_y}\right) = \frac{3,14}{4} \times 13\text{mm}^2 \times \left(\frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}}\right) = 663,325 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{663,325\text{mm}^2 \times 420\text{MPa} \times 1000\text{mm}^2}{549917,647\text{N}} = 227,470 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D13-200** (arah X) dan **D13-200** (arah Y)

4.4.14 Cek *Spun Pile* dan Penulangan *Pilecap*

Data Material

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

$E_c = 25332,084 \text{ MPa}$

$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Data tanah pada *Spun Pile* (Data diperoleh dari PT. Virama Karya)

Berat Volume $W_s = 14,21 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek tanah $\phi = 11,0^\circ$

Kohesi $C = 23,34 \text{ kPa}$

Dimensi pile cap

Lebar arah X $B_x = 6,20 \text{ m}$

Lebar arah Y $B_y = 9,00 \text{ m}$

Tebal kolom $h_7 = 1,40 \text{ m}$

Tebal *pilecap* $h_p = 0,40 \text{ m}$

$h_t = 1,70 \text{ m}$

Dimensi *Spun Pile*

Diameter *Spun Pile* $D = 0,6 \text{ m}$

Tebal kulit *Spun Pile* $t = 0,1 \text{ m}$

Panjang tertanam $L_s = 26,0 \text{ m}$

Jarak pusat *Spun pile* terluar ke luar sisi *Pilecap* $a = 1 \text{ m}$

Data Susunan *Spun Pile*

Jumlah baris *Spun Pile* arah X $n_x = 4 \text{ buah}$

Jumlah baris *Spun Pile* arah Y $n_y = 6 \text{ buah}$

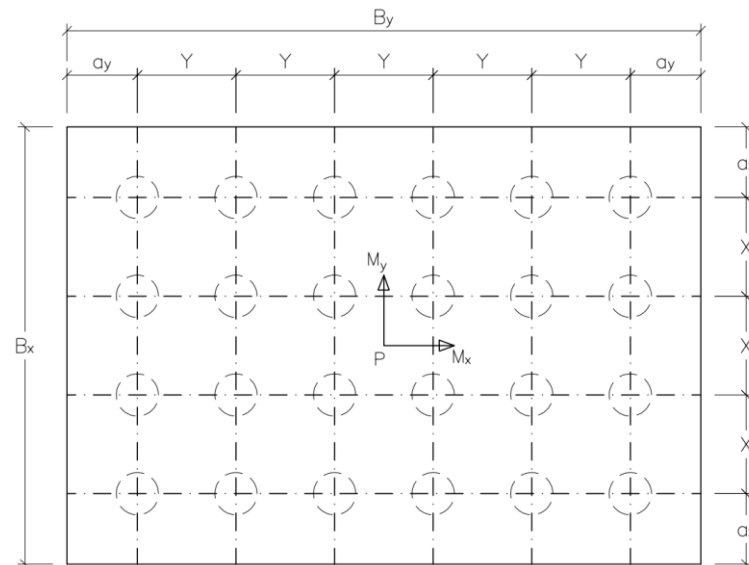
Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah X $a_x = 1,0 \text{ m}$

Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah Y $a_y = 1,0 \text{ m}$

Jarak antara *Spun* kearah X $X = 1,4 \text{ m}$

Jarak antara *Spun* kearah Y $Y = 1,4 \text{ m}$

Spun Pile didesain sesuai dengan Gambar 4.53 berikut:



Gambar 4.53 Perletakan Pilecap

4.4.15.1 Tahanan Aksial *Spun Pile*

Setelah melalui Analisis didapat nilai terkecil menggunakan metode MeyerHoff dengan hasil Analisisnya sebagai berikut

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian

$$q_{ult} = 40 \times N'$$

Nilai NSPT ketukan terakhir = 46 pukulan

$$\text{Nilai SPT terkoreksi } N' = 15 + \frac{1}{2} \times (N - 15) = 30,5$$

$$\text{Diameter } Spun \text{ Pile } D = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } Spun \text{ Pile } L_s = 26,0 \text{ m}$$

$$\text{Luas dasar } Spun \text{ Pile } A_b = \frac{3,14}{4} \times D^2 = 0,282 \text{ m}^2$$

$$q_{ult} = 40 \times N' = 40 \times 30,5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1220,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 12200,0 \text{ kN/m}^2$$

Kapasitas daya dukung nominal *Spun pile*

$$P_u = q_{ult} \times A_b = 12200,0 \text{ kNm}^2 \times 0,282 \text{ m}^2 = 3447,72 \text{ kN}$$

$$P = P_u \times SF = 1723,86 \text{ kN}$$

Diambil daya dukung ijin Aksial

$$P_{ijin} = P \times \phi = 1723,86 \text{ kN} \times 0,6 = 1034,316 \text{ kN}$$

4.4.15.2 Tahanan Lateral *Spun Pile*

Tahanan lateral menggunakan metode Brich Hansen

Kuat lentur beton *Spun Pile*

$$f_b = 0,40 \times f_c = 0,40 \times 41500 \text{ kPa} = 16600 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tahanan momen } W = \frac{I_c}{\frac{D}{2}} = \frac{0,00628 \text{ m}^4}{\frac{0,6 \text{ m}}{2}} = 0,0209 \text{ m}^3$$

$$\text{Momen maksimum } M_y = f_b \times W = 347,49 \text{ kNm}$$

$$\text{Koehsi rata raya } C = 23,343 \text{ kN/m}^2$$

Didapat nilai H_n melalui persamaan berikut

$$\text{Persamaan 1 } f = H_n \times 0,00793$$

$$\text{Persamaan 2 } g = 25,1 - 0,00793 H_n$$

$$g^2 = 0,0000629 \times (H_n)^2 - 0,39825 \times H_n + 630,01$$

$$\frac{9}{4} \times D \times C_u = \frac{9}{4} \times 0,60 \text{ m} \times 23,343 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 31,512$$

$$\text{Persamaan 3 } M_y = H_n \times (1,1 + 0,00396 H_n)$$

$$M_y = 0,00396 \times (H_n)^2 + 1,1 \times H_n$$

$$\text{Persamaan 4 } M_y = 0,00198 \times (H_n)^2 + (-12,55) \times H_n + 19853,42$$

$$0 = 0,00198 \times (H_n)^2 + 13,65 \times H_n \pm 19853,42$$

Dari persamaan kuadrat tersebut diperoleh tahanan lateral nominal

$$H_n = 1233,416 \text{ kN}$$

$$f = 9,785 \text{ m}$$

$$M_{max} = H_n \times (e + 1,5 \times D + 0,5 \times f) = 7391,259 \text{ kNm}$$

Dari persamaan kuadrat ke tiga diperoleh

$$H_u = 188,186 \text{ kN}$$

Dengan angka keamanan $SF = 1,2$

$$\text{Daya dukung lateral tiang pancang } H_{ijin} = H_u / 1,2 = 156,821 \text{ kN}$$

4.4.15.3 Analisis fondasi Abutment

Analisa fondasi ditunjukkan Pada Tabel 4.89 berikut:

Tabel 4.89 Analisa fondasi Abutment

Jumlah Spun pile			n	24	Buah		
X	Jarak(m)		(m)	Y	Jarak(m)		(m)
X_1	2,1	X_1^2	52,92	Y_1	3,505	Y_1^2	98,280
X_2	0,7	X_2^2	5,88	Y_2	2,100	Y_2^2	35,280
				Y_3	0,705	Y_3^2	3,976
Total X^2			58,8	Total Y^2			137,536

4.4.15.4 Tinjauan Aksial dan Lateral Abutment

1. Gaya Aksial Terhadap Beban Arah X

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu Spun Pile

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.90 berikut:

Tabel 4.90 Gaya aksial Arah X Abutment

Kombinasi	P (kN)	M_x (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	11672,906	11652,884	902,545	70,197
Kombinasi 2	11672,906	11713,484	904,710	68,032
Kombinasi 3	11672,906	12924,044	947,944	24,798
Kombinasi 4	11687,421	12983,192	950,661	23,290
Kombinasi 5	10899,698	16729,774	1051,646	-143,338

2. Gaya Aksial terhadap Beban Arah Y

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu Spun Pile

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.91 berikut:

Tabel 4.91 Gaya aksial Arah Y

Kombinasi	P (kN)	M_y (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	11672,906	0,000	486,371	486,371
Kombinasi 2	11672,906	0,000	486,371	486,371
Kombinasi 3	11672,906	0,000	486,371	486,371
Kombinasi 4	11687,421	494,012	499,565	474,386
Kombinasi 5	10899,698	10346,844	717,835	190,473

4.4.15.5 Kontrol Daya dukung Ijin Tiang Pancang

1. Daya dukung Ijin Aksial arah X

Daya dukung ijin Aksial arah X ditunjukkan pada Tabel 4.93 berikut:

Tabel 4.93 Daya dukung ijin Aksial arah X

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	902,545	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	904,710	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	140,00%	947,944	1448,042	AMAN
Kombinasi 4	140,00%	950,661	1448,042	AMAN
Kombinasi 5	150,00%	1051,646	1551,474	AMAN

2. Daya dukung Ijin Aksial arah Y

Daya dukung ijin Aksial arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.94 berikut:

Tabel 4.94 Daya dukung ijin Aksial arah y

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	486,371	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	486,371	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	140,00%	486,371	1448,042	AMAN
Kombinasi 4	140,00%	499,565	1448,042	AMAN
Kombinasi 5	150,00%	717,835	1551,474	AMAN

3. Daya dukung Lateral

Daya dukung ijin Lateral ditunjukkan pada Tabel 4.95 berikut:

Tabel 4.95 Daya dukung ijin Lateral

Kombinasi	H_{ijin}	H_{max} (kN)	H_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	128,442	248,280	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	128,567	196,027	AMAN
Kombinasi 3	140,00%	131,064	219,550	AMAN
Kombinasi 4	140,00%	131,202	219,550	AMAN
Kombinasi 5	150,00%	129,729	235,233	AMAN

4.4.15.6 Pembesian *Pilecap*

Gaya *ultimate* rencana diambil Kombinasi 5 dengan besar

$$P_{umax} = 1593,763 \text{ kN}$$

Momen dan geser *ultimate Pilecap*

$$W_1 = 1x2,50 \text{ mx}1,30\text{mx}9,00\text{Mx}25 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 731,25 \text{ kN}$$

$$W_1 = 0,5 \times 2,50 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 9,00 \text{ M} \times 25 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 112,50 \text{ kN}$$

$$M_s = y \times W_s = 1075,31 \text{ kNm}$$

Faktor beban *ultimate* $K = 1,3$

$$\text{Momen } \textit{ultimate} \quad M_{us} = K \times M_s = 1397,906 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser } \textit{ultimate} \quad W_{us} = K \times W_s = 1096,875 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal Kolom} \quad L_c = 1,4 \text{ m}$$

$$M_p = n_y \times P_{max} \times X_p = 6 \times 1593,763 \text{ kN} \times 1,4 \text{ m} = 13387,606 \text{ kNm}$$

Momen *ultimate* rencana pilecap

$$M_{ur} = M_p - M_{us} = 13387,696 \text{ kNm} - 1397,906 \text{ kNm} = 11989,703 \text{ kNm}$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$M_u = M_{ur} / B_y = 1332,189 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana pilecap

$$V_{ur} = n_y \times P_{umax} - W_{us} = 8465,703 \text{ kN}$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$V_u = V_{ur} - B_y = 940,634 \text{ kN}$$

1. Tulangan Lentur *Pilecap*

$$\text{Momen } \textit{ultimate} \quad M_u = 1332,189 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} \quad f'_c = 29,05 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton} \quad h = 1700 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi } d' = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis baja } E_s = 200000$$

$$\text{Faktor reduksi } \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}} \right) \times 600}{600 + 420 \text{ Mpa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}} \right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan lentur } \phi = 0,8$$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1700\text{mm} - 100\text{mm} - \frac{32\text{mm}}{2} = 1584,00\text{mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 1665,237\text{kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell x d^2} = 0,664$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85x \frac{f'_c}{f_y} x \left(1 - \sqrt{1 - 2xR_n / (0,85x f'_c)} \right)$$

$$\rho = 0,85x \frac{29,05\text{MPa}}{420\text{MPa}} x \left(1 - \sqrt{1 - 2x(0,664) / (0,85x 29,05\text{MPa})} \right) = 0,016$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,000833$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho x \ell x d = (0,016) x 1000\text{mm} x 1584,00\text{mm} = 2537,635 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D32

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 32\text{mm}^2 x 1000\text{mm}}{2537,635\text{mm}^2} = 316,767 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D32-200**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{2} x A_s = 1268,818 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D22

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 22\text{mm}^2 x 1000\text{mm}}{1872,982 \text{ mm}^2} = 299,444 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan **D22-200**

2. Tulangan Geser

Gaya geser ultimate $V_u = 940633,7 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} x \left(\sqrt{f'_c} \right) x \ell x d = 1422908,570\text{N}$$

$$V_c \phi = 853745,142 \text{ N} < V_u = \text{perlu tulangan geser}$$

$$\phi V_s = V_u - V_c \phi = 86888,563 \text{ N}$$

$$V_s = 144814,271 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-200 mm (untuk arah $s_y = 200\text{mm}$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} \times D^2 \times \left(\frac{\ell}{S_y} \right) = \frac{3,14}{4} \times 13\text{mm}^2 \times \left(\frac{1000\text{mm}}{200\text{mm}} \right) = 331,662 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{331,662\text{mm}^2 \times 420\text{MPa} \times 1000\text{mm}^2}{144814,271\text{N}} = 1523,664 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D13-400** (arah X) dan **D13-400** (arah Y)

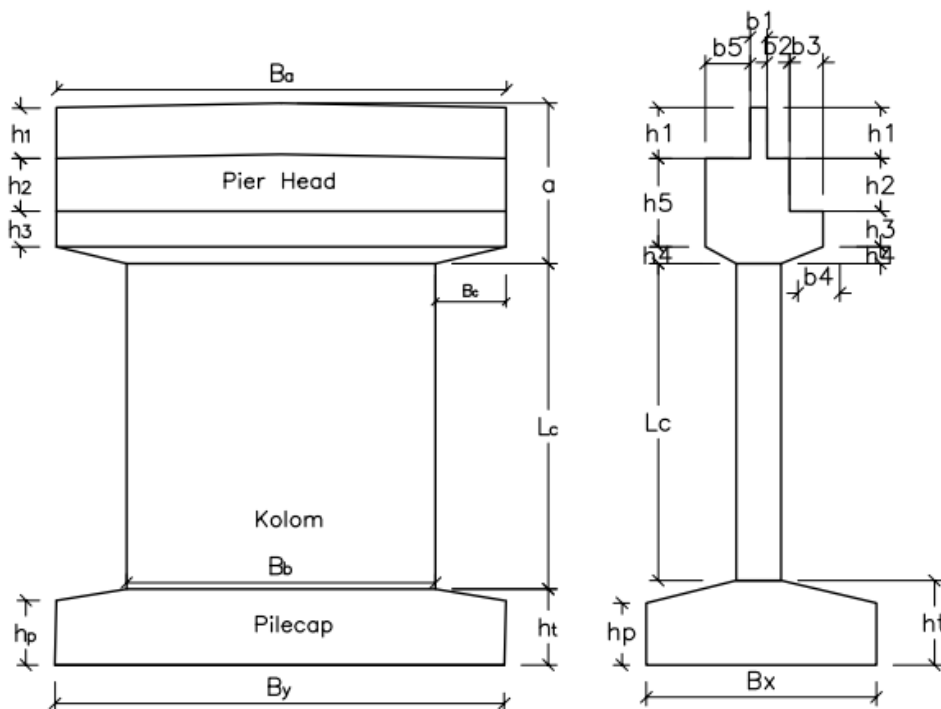
Semua hasil Desain Akan dilampirkan

4.5 Analisa Pilar 1

Beban yang diterima Pilar 1 adalah $\frac{1}{2}$ beban RDT1 (bentang 16m) dan RDT2 (bentang 30m) sehingga hasil Analisnya sebagai berikut

4.5.1 Data Struktur Pilar

Data struktur Pilar ditunjukkan pada Gambar 4.54 dan Tabel 4.96 berikut:



Gambar 4.54 Dimensi Pilar 1

Tabel 4.96 Dimensi Pilar 1

Pier Head			
Notasi	(m)	Notasi	(m)
b_1	0,30	h_1	0,91
b_2	0,40	h_2	0,94
b_3	0,90	h_3	1,20
b_4	0,75	h_4	0,30
b_5	1,30	h_5	2,14
B_a	9,00	a	3,35
Kolom			
B	6,50	B_c	1,25
h	1,40	L_c	7,00
Pilecap			
h_p	1,30	B_x	6,20
h_t	1,70	B_y	9,00
Data Tanah Dasar Pilecap			
Berat volume	W_s	18,4	kN/m ³
Sudut gesek	ϕ	14,5	°
kohesi	C	5,3	kPa

4.5.2 Analisa Beban Kerja

Beban kerja yang dihasilkan merupakan ½ beban RDT1 dan ½ beban RDT2

4.5.2.1 Berat Sendiri Struktur (MS)

1. Berat Sendiri Struktur Atas

Beban yang bekerja pada struktur atas ditunjukkan pada Tabel 4.97 dan Tabel 4.98 berikut:

Tabel 4.97 Beban Sendiri Struktur atas (16 m)

No	Beban	b_t (m)	t_s (m)	L_1 (m)	n	Berat	Berat(kN)
1	Slab	9,00	0,25	16,0	1,0	25,00 (kN/m ³)	900,000
2	Trotoar			16,0	2,0	4,680 (kN/m)	149,760
3	Balok			16,0	4,0	3,212 (kN/m)	205,568
4	Diafragma			16,0	3,0	0,321 (kN/m)	15,408
W_{MS}							1120,976
$P_{MS} = 1/2x W_{MS}$							560,488

Tabel 4.98 Beban Sendiri Struktur atas (30 m)

No	Beban	b_t (m)	t_s (m)	L_2 (m)	n	Berat	Berat(kN)
1	Slab	9,00	0,25	30,0	1,0	25,00 (kN/m ³)	1687,500
2	DC	1,50	0,07	30,0	3	25,00 (kN/m ³)	236,250
2	Trotoar			30,0	2,0	4,680 (kN/m)	149,760
3	Balok			30,0	4,0	18,825 (kN/m)	2019,000
4	Diafragma			30,0	3,0	3,125 (kN/m)	281,250
W_{MS}							4224,000
$P_{MS} = 1/2x W_{MS}$							2112,000

Dengan letak titik berat struktur atas terhadap fondasi adalah

$$Z_a = h_t + L_c + H_{head} + \frac{H_{ap}}{2}$$

$$Z_{a(RDT1)} = h_t + L_c + H_{head} + \frac{H_{ap}}{2}$$

$$Z_{a(RDT1)} = 1,5m + 7,0m + 0,3m + 2,14m + \frac{2,05m}{2} = 12,165m$$

$$Z_{a(RDT2)} = 1,5m + 7,0m + 0,3m + 1,2m + \frac{2,9m}{2} = 11,650m$$

2. Berat sendiri Struktur bawah

Berat Sendiri struktur bawah dibagi menjadi 3 bagian Pier *Head*, Kolom dan *Pilecap*. Dan Pier *head* masih dibagi menjadi 2, Pier *Head* RDT1 dan Pier *Head* RDT2. Yang total beratnya ditunjukkan pada Tabel 4.99 berikut:

Tabel 4.99 Berat Pilar 1

Berat <i>Head</i> Pier (16 m)					
b (m)	h (m)	B_a (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
0,15	0,91	9,00	30,71	2,89	88,91
1,30	2,14	9,00	550,84	1,37	754,65
0,70	0,30	9,00	41,58	0,15	22,25
Berat <i>Head</i> Pier (30 m)					
b (m)	h (m)	B_a (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
0,15	0,91	9,00	30,71	2,90	88,91
0,55	0,94	9,00	102,37	1,97	201,66
1,60	1,20	9,00	380,16	0,90	342,14
0,75	0,30	9,00	9,92	0,20	1,98
0,70	0,30	9,00	148,37	0,15	22,25
Berat Kolom Pier					
B_b (m)	h_c (m)	L_c (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
6,50	1,40	7,00	1592,5	3,500	5573,75
Berat <i>Pilecap</i>					
B_x (m)	h_t (m)	B_y (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
1,40	0,40	9,00	126,00	1,50	189,00
2,40	0,40	9,00	95,04	1,43	136,22
6,20	1,30	9,00	1595,88	0,65	1037,32
Total			4704,07		8459,07

Rekap letak titik berat terhadap fondasi

$$Z_{hRDT1} = y_h + L_c + h_t = 1,3m + 7,00m + 1,70m = 10,00m$$

$$Z_{hRDT2} = y_h + L_c + h_t = 0,97m + 7,00m + 1,70m = 9,67m$$

$$Z_C = y_c + h_t = 3,50m + 1,70m = 5,200m$$

$$Z_p = y_p = 0,75m$$

Sehingga didapat nilai P_{MS} pada struktur bawah Abutment

$$P_{MS} = P_{MS(Str Atas)} + P_{MS(Str bawah)} = 7376,563 \text{ kN}$$

4.5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan pada Abutment ditunjukkan pada Tabel 4.100 berikut:

Tabel 4.100 Beban Mati Tambahan Pilar 1

No	beban	Tebal (m)	Lebar (m)	L_1 (m)	n	W (kN/m ³)	Berat (kN)	
1	Aspal+overlay	0,05	6,0	16,0	2,0	22,0	211,20	
2	Railing	w=	0,5	16,0	2,0		16,00	
3	ME	w=	0,1	16,0	2,0		3,20	
4	Air hujan	0,05	6,0	16,0	1,0	9,8	47,04	
							W_{MA}	277,44
							P_{MA}	138,72
No	beban	Tebal (m)	Lebar (m)	L_2 (m)	n	W (kN/m ³)	Berat (kN)	
1	Aspal+overlay	0,05	6,0	30,0	2,0	22,0	396,00	
2	Railing	w=	0,5	30,0	2,0		30,00	
3	ME	w=	0,1	30,0	2,0		6,00	
4	Air hujan	0,05	6,0	30,0	1,0	9,8	88,20	
							W_{MA}	520,20
							P_{MA}	260,10

4.5.2.3 Beban Lajur "D" (TD)

Dikarenakan Panjang bentang ≥ 30 m, $q = 8$ kPa

Mempunyai nilai $p = 49$ kN/m, dan dengan reduksi 70% untuk jembatan provinsi

Faktor dinamik DLA 0,4 untuk $L \leq 50$ m

Untuk bentang 16 m (RDT1)

Beban lajur menghasilkan besar lajur

$$W_{TD} = \left(\frac{qxL_1x(5,5 + b)}{2} + \frac{pxDLA(5,5 + b)}{2} \right)$$

$$W_{TD} = \left(\frac{8kPax16mx(5,5 + 6m)}{2} + \frac{49kPax0,4(5,5 + 6)}{2} \right) x70\% = 830,76 \text{ kN}$$

Beban pada Abutment akibat beban lajur

$$P_{TD} = \frac{1}{2} x W_{TD} = 415,38 \text{ kN}$$

Untuk bentang 30 m (RDT2)

Beban lajur menghasilkan besar lajur

$$W_{TD} = \left(\frac{qxL_2x(5,5 + b)}{2} + \frac{pxDLA(5,5 + b)}{2} \right)$$

$$W_{TD} = \left(\frac{8kPa \times 30m \times (5,5 + 6m)}{2} + \frac{49kPa \times 0,4(5,5 + 6)}{2} \right) \times 70\% = 1281,56kN$$

Beban pada Abutment akibat beban lajur

$$P_{TD} = \frac{1}{2} \times W_{TD} = 640,78 kN$$

4.5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan kaki atau beban pedestrian menghasilkan:

$$\text{Panjang bentang} \quad L_1 \quad = 16,0 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar} \quad b_3 \quad = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar} \quad n \quad = 2,0 \text{ buah}$$

$$\text{Luas bidang} \quad A \quad = 24 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban merata SNI} \quad q \quad = 4,538 \text{ kPa}$$

Beban pada pilar RDT1

$$P_{TP} = A \times q = 24,00 \text{ m}^2 \times 4,538 \text{ kPa} = 108,912 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang bentang} \quad L_2 \quad = 30,0 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar} \quad b_3 \quad = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar} \quad n \quad = 2,0 \text{ buah}$$

$$\text{Luas bidang} \quad A \quad = 45,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban merata SNI} \quad q \quad = 3,845 \text{ kPa}$$

Beban pada pilar RDT1

$$P_{TP} = A \times q = 45,00 \text{ m}^2 \times 3,845 \text{ kPa} = 173,025 \text{ kN}$$

4.5.2.5 Gaya Rem (TB)

$$\text{Panjang bentang} \quad L_1 \quad = 16 \text{ m}$$

$$\text{Gaya rem} \quad = 250 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya rem pada pilar} \quad T_{TB} \quad = 250 \text{ kN}$$

Lengan pada fondasi

$$y_{TB} = h_t + L_c + h_4 + h_5 + h_b = 11,99 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 11,99 \text{ m} \times 250 \text{ kN} = 2997,5 \text{ kNm}$$

Lengan pada pilar

$$y'_{TB} = L_c + h_4 + h_5 + h_b = 10,3 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 10,3 \text{ m} \times 250 \text{ kN} = 2575 \text{ kNm}$$

Panjang bentang $L_2 = 30 \text{ m}$

Gaya rem $= 250 \text{ kN}$

Gaya rem pada pilar $T_{TB} = 250 \text{ kN}$

Lengan pada fondasi

$$y_{TB} = h_t + L_c + h_4 + h_3 + h_b = 11,90 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 11,90 \text{ m} \times 250 \text{ kN} = 2975 \text{ kNm}$$

Lengan pada pilar

$$y'_{TB} = L_c + h_4 + h_3 + h_b = 10,20 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 10,2 \text{ m} \times 250 \text{ kN} = 2550,0 \text{ kNm}$$

4.5.2.6 Beban Angin (EW)

Beban angin pada abutment dibagi menjadi 2 yaitu Beban angin pada arah Y dan arah X jembatan

1) Beban Angin Pada Arah Y jembatan

Gaya akibat angin meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_w \times V_w \times A_b$$

Dengan :

$$C_w = 1,25$$

$$V_w = 35,00 \text{ m/det}$$

Panjang bentang $L_1 = 16,0 \text{ m}$

Tinggi bidang samping $h_a = 2,05 \text{ m}$

$$A_b = \frac{16 \text{ m}}{2} \times 2,05 \text{ m} = 32,4 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m/det} \times 32,4 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 29,768 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + L_c + h_4 + h_5 + \frac{h_a}{2} = 12,165 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 29,768 \text{ kN} \times 12,165 \text{ m} = 362,122 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = L_c + h_4 + h_5 + \frac{h_a}{2} = 10,465 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 29,768 \text{ kN} \times 10,465 \text{ m} = 311,517 \text{ kNm}$$

Panjang bentang $L_2 = 30,0 \text{ m}$

Tinggi bidang samping $h_a = 2,90 \text{ m}$

$$A_b = \frac{30 \text{ m}}{2} \times 2,90 \text{ m} = 73,5 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m} / \text{det} \times 73,5 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 67,528 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + L_c + h_4 + h_3 + \frac{h_a}{2} = 11,65 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 67,528 \text{ kN} \times 11,65 \text{ m} = 786,703 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = L_c + h_4 + h_3 + \frac{h_a}{2} = 9,95 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 67,528 \text{ kN} \times 9,95 \text{ m} = 671,905 \text{ kNm}$$

Pada Tinggi bidang samping bawah struktur

Tinggi bidang $L_c + a = 10,35 \text{ m}$

$$A_b = h \times (L_c + a) = 1 \text{ m} \times 10,35 \text{ m} = 14,49 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m} / \text{det} \times 14,49 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 13,313 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + \frac{(L_c + a)}{2} = 6,875 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 13,313 \text{ kN} \times 6,875 \text{ m} = 91,525 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = \frac{(L_c + a)}{2} = 5,175 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 13,313 \text{ kN} \times 5,175 \text{ m} = 68,893 \text{ kNm}$$

$$\text{Total } T_{EW} = 110,608 \text{ kN}$$

$$\text{Total momen pada pilecap } M_{EW} = 1240,349 \text{ kNm}$$

$$\text{Total momen pada kolom } M'_{EW} = 1052,315 \text{ kNm}$$

Beban garis merata tambahan horizontal (beban kendaraan)

Beban angin pada Abutment

$$T_{EWk} = (0,0012) \times (1,25) \times \left(35 \left(\frac{\text{m}}{\text{det}} \right) \right)^2$$

$$T_{EWk} = 1,764 \text{ kN/m}$$

Gaya pada pier akibat transfer beban ke lantai kendaraan

$$P_{EWk} = \left(\frac{\frac{1}{2}h}{(x)} \times T_{EWk} \right) \times L = \left(\frac{\frac{1}{2} \times 2 \text{ m}}{(1,75 \text{ m})} \times 1,764 \text{ kN/m} \right) \times 30 = 30,24 \text{ kN}$$

2) Beban Angin Pada Arah X jembatan

Gaya akibat angin meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_w \times V_w \times A_b$$

Dengan :

$$C_w = 1,25$$

$$V_w = 35,00 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang } L_c + a = 10,35 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang } (B + h) = 7,9 \text{ m}$$

$$A_b = 10,35 \text{ m} \times 7,9 \text{ m} = 81,765 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Pilar

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m/det} \times 81,765 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 75,122 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + (L_c + a)/2 = 6,875 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 75,122 \text{ kN} \times 6,875 \text{ m} = 516,461 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = (L_c + a)/2 = 5,175m$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 75,122kN \times 5,175 m = 388,754 kNm$$

4.5.2.7 Beban Tumbukan Kendaraan (TC)

Pada *Overpass* sebaiknya dirancang mampu menahan beban Tumbukan Kendaraan.

Sehingga Analisisnya sebagai berikut:

1. Beban Tumbukan Kendaraan Arah X

Beban tumbukan kendaraan Arah X, memiliki beban

$$T_{TC2} = 500 kN$$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi, dengan jarak bekerja 1,8 m(tinggi kendaraan)

$$Y_{TC2} = h_t + 1,8m = 3,5m$$

Lengan terhadap pilar

$$Y'_{TC2} = 1,8m = 1,8m$$

Momen pada fondasi akibat tumbukan

$$M_{TC2} = T_{TC2} \times Y_{TC2} = 500kN \times 3,5m = 1750,0kNm$$

Momen pada Pilar akibat tumbukan

$$M_{TC2} = T'_{TC2} \times Y'_{TC2} = 500kN \times 1,8m = 900,0kNm$$

2. Beban Tumbukan Kendaraan Arah Y

Beban tumbukan kendaraan Arah X, memiliki beban

$$T_{TC1} = 1000 kN$$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi, dengan jarak bekerja 1,8 m(tinggi kendaraan)

$$Y_{TC1} = h_t + 1,8m = 3,5m$$

Lengan terhadap pilar

$$Y'_{TC1} = 1,8m = 1,8m$$

Momen pada fondasi akibat tumbukan

$$M_{TC1} = T_{TC1} \times Y_{TC1} = 1000kN \times 3,5m = 3500,0kNm$$

Momen pada Pilar akibat tumbukan

$$M_{TC1} = T'_{TC1} \times Y'_{TC1} = 1000kN \times 1,8m = 1800,0kNm$$

4.5.2.8 Beban Gempa (EQ)

Beban gempa Arah X dan Arah Y menghasilkan momen yang sama sehingga ditinjau pada Arah X

Dari Analisa beban gempa dihitung seperti berikut:

Ukuran penampang kolom

$$b = B = 6,50m$$

$$h = 1,40m$$

$$L_c = 7,00m$$

Luas Penampang Kolom

$$A = (B \times h) = 6,5m \times 1,4m = 9,1m$$

inersia penampang kolom

$$I_c = \frac{1}{12} b h^3 = 1,48m^4$$

$$\text{Mutu beton } f'_c = 29,05MPa$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 25332,084 MPa$$

$$\text{Nilai kekakuan } K_p = 3 \times E_c \times I_c \times L_b^3 = 329317kN/m$$

$$\text{Percepatan gravitasi } g = 9,81 m/det$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas } P_{MS(str atas)} = 4224,0 kN$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah } P_{MS(head Pier)} = 1294,65N$$

$$P_{MS(\frac{1}{2}kolom)} = 796,25$$

$$\text{Berat total struktur } W_{TP} = P_{MS(str atas)} + P_{MS(str bawah)} = 6835,1 kN$$

Waktu getar alami struktur didapat

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{6835,1kN}{9,81m/det \times 329317kN/m}} = 0,29 detik$$

Koefisien geser tanah $C = 0,14$

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi $n = 1$

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1,0 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal $K_h = C \times S = 0,1715$

$$\text{Sehingga } T_{EQ} = K_h \times I \times W_t = 0,1715 \times 1 \times W_t = 0,1715 \times W_t$$

Dengan W_t adalah berat pada struktur yang ditunjukkan pada Tabel 4.101 berikut:

Tabel 4.101 beban Gempa pada Pilar 1

Bentang 16m dan Bentang 30 m				
Beban	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Z (m)	$T_{EQ} \times Z$ (kNm)
$P_{MS(atas16m)}$	560,488	96,124	11,165	1169,345
$P_{MS(atas30m)}$	2112,000	362,208	11,650	4219,723
$P_{MA(16m)}$	138,720	23,790	11,165	289,411
$P_{MA(30m)}$	260,100	44,607	11,650	519,673
$P_{MS(PH16m)}$	623,129	106,867	10,089	1078,226
$P_{MS(PH30m)}$	671,526	115,167	9,678	1114,618
$P_{MS(Kolom)}$	796,250	136,557	5,200	710,096
$P_{MS(Pilecap)}$	1816,920	311,602	0,750	233,677
Total		1196,921		8334,746

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} = \frac{8334,746 \text{ kNm}}{1196,921 \text{ kN}} = 7,799 \text{ m}$$

Lengan terhadap Pilar

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 7,799 \text{ m} - 1,700 \text{ m} = 6,099 \text{ m}$$

Momen pada pilar

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y'_{EQ} = 1196,921 \text{ kN} \times 6,099 \text{ m} = 7300,000 \text{ kNm}$$

4.5.2.9 Rekap Kombinasi Beban kerja Pilar

Rekap Beban kerja yang bekerja ditunjukkan pada Tabel 4.102 berikut:

Tabel 4.102 Rekap beban kerja Pilar 1

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	7376,563				
2	MA	398,820				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1056,160				
4	TP	281,937				
5	TB		500,000		5972,500	
6	TC		500,000	1000,000	1750,000	3500,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	110,608	516,461	1240,349
8	EQ		1196,921	1196,921	9334,769	9334,769

4.5.2.10 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Kombinasi Tegangan yang akan digunakan adalah 4 beban terbesar sehingga kombinasi tegangan ditunjukkan pada Tabel 4.103 berikut:

Tabel 4.103 Kombinasi Beban tegangan kerja Pada pilar 1

Aksi	1	2	3	4
Aksi tetap	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X		
Beban angin		X		
Gempa			X	
Beban tumbukan				X
Tegangan diperoleh	0%	25%	50%	50%

Sumber: Kriteria Desain Jembatan (2019)

Sehingga didapat rekap beban untuk perencanaan tegangan kerja seperti ditunjukkan pada Tabel 4.104 berikut:

Tabel 4.104 Rekap Tegangan Kerja Pada Pilar 1

Kombinasi	Tegangan	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Komb 1	0%	9113,480	500,000	0,000	5972,500	0,000
Komb 2	25%	9143,720	575,122	110,608	6488,961	1240,349
Komb 3	50%	7775,383	1196,921	1196,921	9334,769	9334,769
Komb 4	50%	9113,480	1000,000	1000,000	7722,500	3500,000

4.5.3 Kontrol Stabilitas Guling dan Geser Pilar 1

4.5.3.1 Stabilitas Guling arah X

Momen penahan Guling

$$M_{px} = Px \left(\frac{B_x}{2} \right) x(1 + k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah X ditunjukkan pada Tabel 4.105 berikut:

Tabel 4.105 Stabilitas guling arah X Pilar 1

Kombinasi	<i>k</i>	<i>P</i> (kN)	<i>M_x</i> (kNm)	<i>M_{px}</i> (kN)	<i>SF</i>	KET
Komb 1	0%	9113,480	5972,500	28251,786		≥2,2(OK)
Komb 2	25%	9143,720	6488,961	35431,913	5,460	≥2,2(OK)
Komb 3	50%	7775,383	9334,769	36155,529	3,873	≥2,2(OK)
Komb 4	50%	9113,480	7722,500	42377,680	5,488	≥2,2(OK)

4.5.3.2 Stabilitas Guling arah Y

Momen penahan Guling

$$M_{py} = Py \left(\frac{B_y}{2} \right) x(1 + k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.106 berikut:

Tabel 4.106 Stabilitas guling arah Y Pilar 1

Kombinasi	k	P (kN)	M_y (kNm)	M_{py} (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	9113,480	0,000	82021,316		
Komb 2	25%	9143,720	1240,349	102866,844	82,934	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 3	50%	7775,383	9334,769	104967,664	11,245	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 4	50%	9113,480	3500,000	123031,973	35,152	$\geq 2,2$ (OK)

4.5.3.3 Stabilitas Geser arah X

Gaya penahan Geser

$$H = (C_x B_x x B_y + P x \tan \phi) x (1 + k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.107 berikut:

Tabel 4.107 Penahan geser arah X

Kombinasi	k	P (kN)	T_x (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	500,000	9113,480	23709,795		
Komb 2	25%	575,122	9143,720	29810,747	51,834	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 3	50%	1196,921	7775,383	30425,603	25,420	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 4	50%	1000,000	9113,480	35712,563	35,713	$\geq 1,5$ (OK)

4.5.3.4 Stabilitas Geser arah Y

Gaya penahan Geser

$$H = (C_x B_x x B_y + P x \tan \phi) x (1 + k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.108 berikut:

Tabel 4.108 Penahan geser arah Y

Kombinasi	k	P (kN)	T_y (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	0,000	9113,480	23709,795		
Komb 2	25%	110,608	9143,720	29810,747	269,516	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 3	50%	1196,921	7775,383	30425,603	25,420	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 4	50%	1000,000	9113,480	35712,563	35,713	$\geq 1,5$ (OK)

4.5.4 Beban *Ultimate* Pada *Pilecap* Pilar 1

Rekap pembebanan pada *Pilecap* ditunjukkan pada Tabel 4.109 berikut:

Tabel 4.109 Rekap beban pada *Pilecap* pilar 1

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	7376,563				
2	MA	398,820				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1056,160				
4	TP	281,937				
5	TB		500,000		5972,500	
6	TC		500,000	1000,000	1750,000	3500,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	110,608	516,461	1240,349
8	EQ		1196,921	1196,921	9334,769	9334,769

Kombinasi Pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu:

Kombinasi 1=Kuat I=1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TP+1,8TB

Kombinasi 2=Kuat II=1,3MS+2MA+1,4TD+1,4TP+1,4TB

Kombinasi 3=Kuat III=1,3MS+2MA+1,4EW

Kombinasi 4=Ekstrem I=1,3MS+2MA+1,0EQ

Kombinasi 5=Ekstrem II=1,3MS+2MA+0,5TD+0,5TP+0,5TB+1,0TC

Sehingga menghasilkan Beban *ultimate* Pada *Pilecap* Pilar 1 ditunjukkan pada

Tabel 4.110 berikut:

Tabel 4.110 Beban *Ultimate* pada *Pilecap* Pilar 1

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	12795,746	900,000	0,000	10750,500	0,000
Kombinasi 2	12260,507	700,000	0,000	8361,500	0,000
Kombinasi 3	10429,507	105,170	154,852	723,045	1736,489
Kombinasi 4	10387,171	1196,921	1196,921	9334,769	9334,769
Kombinasi 5	11056,220	750,000	1000,000	4736,250	3500,000

4.5.5 Beban *Ultimate* Pada Kolom Pilar 1

Rekap pembebanan pada *Pilecap* ditunjukkan pada Tabel 4.111 berikut:

Tabel 4.111 Rekap beban pada kolom pilar 1

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	5559,643				
2	MA	398,820				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1056,160				
4	TP	281,937				
5	TB		500,000		5122,500	
6	TC		500,000	1000,000	900,000	1800,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	110,608	388,754	1052,315
8	EQ		1196,921	1196,921	7300,003	7300,003

Kombinasi Pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu:

Kombinasi 1=Kuat I=1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TP+1,8TB

Kombinasi 2=Kuat II=1,3MS+2MA+1,4TD+1,4TP+1,4TB

Kombinasi 3=Kuat III=1,3MS+2MA+1,4EW

Kombinasi 4=Ekstrem I=1,3MS+2MA+1,0EQ

Kombinasi 5=Ekstrem II=1,3MS+2MA+0,5TD+0,5TP+0,5TB+1,0TC

Sehingga menghasilkan Beban *ultimate* Pada Kolom Pilar 1 ditunjukkan pada Tabel 4.112 berikut:

Tabel 4.112 Beban *ultimate* pada kolom pilar 1

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	10701,369	1000,000	0,000	10245,000	0,000
Kombinasi 2	9898,511	700,000	0,000	7171,500	0,000
Kombinasi 3	8067,511	105,170	154,852	544,256	1473,241
Kombinasi 4	8025,175	1196,921	1196,921	7300,003	7300,003
Kombinasi 5	8694,224	750,000	1000,000	3461,250	1800,000

4.5.6 Tinjauan Kolom Pilar 1

4.5.6.1 Tinjauan Pier Arah Memanjang /Arah X jembatan

Tinggi kolom *pier* $L_c = 7,00 \text{ m}$

Ukuran Penampang $B = 6,50 \text{ m}$

$h = 1,40 \text{ m}$

Luas Penampang $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

1. Kontrol Stabilitas Pier akibat Pengaruh Berat Struktur

Berat Sendiri struktur atas	$P_{MS} = 2672,488 \text{ kN}$
Beban mati tambahan	$P_{MA} = 398,820 \text{ kN}$
Berat <i>pier head</i>	$W_h = 1294,655 \text{ kN}$
Berat Kolom <i>Pier</i>	$W_C = 1592,500 \text{ kN}$
Berat total struktur atas	$W_a = P_{MS} + P_{MA} = 3071,308 \text{ kN}$
Berat struktur bawah	$W_b = W_h + \frac{W_C}{2} = 2090,308 \text{ kN}$
Perbandingan berat	$\frac{W_b}{W_a} = 68,08\% > 20\% \text{ aman}$

2. Kontrol Stabilitas *Pier* akibat Pengaruh P-Delta

Gaya aksial <i>ultimate</i> pilar	$P_u = 10701,368 \text{ kN}$
Momen <i>ultimate pier</i>	$M_u = 10245,00 \text{ kNm}$
Inersia penampang kolom	$I_c = \frac{1}{12} x B_e x h^3 = 1,486 \text{ m}^3$
Modulus elastis beton	$E_c = 25332,084 \text{ MPa}$
Lendutan	$\Delta = \frac{M_u x L_c^2}{2 x E_c x I_c} = 0,013 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh P-Delta

$$M_d = P_u x \Delta = 10701,368 \text{ kN} x 0,013 \text{ m} = 142,679 \text{ kNm}$$

$$M_d x 5\% = 10245,00 \text{ kNm} x 5\% = 512,2500 \text{ kNm}$$

$$M_d < 5\% M_u \text{ (Aman)}$$

3. Kontrol Stabilitas Pilar akibat Pengaruh *Buckling*

Tinggi kolom	$L_c = 7,00 \text{ m}$
Inersia penampang kolom pilar	$I_c = 1,48 \text{ m}^4$
Luas penampang kolom pilar	$A_c = 9,1 \text{ m}^2$
Jari-jari inersia kolom <i>pier</i>	$r = \sqrt{I_c / A_c} = 0,404 \text{ m}$
Faktor Panjang tekuk	$K = 2$
Angka kelangsingan	$\frac{K x L_c}{r} = \frac{2 x 7,00 \text{ m}}{0,288 \text{ m}} = 34,64 < 22$

Pengaruh *buckling* diperhitungkan dengan memperbesar momen kolom pilar sebagai berikut:

$$\text{Beban mati } \textit{ultimate} \text{ pada kolom pilar} \quad DL = 8015,175 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup } \textit{ultimate} \text{ pada kolom pilar} \quad LL = 2676,194 \text{ kN}$$

Nilai perbandingan beban mati *ultimate* terhadap beban *ultimate*

$$\beta_d = \frac{DL}{DL + LL} = 0,749$$

Kekakuan lentur kolom pilar

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_c \times x}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 \times (25332 \text{ Mpa} \times 10^3) \times 0,404 \text{ m}^4}{1 + 0,749} = 8606544,9 \text{ kNm}^2$$

Beban aksial kritis

$$P_c = \frac{3,14^2 \times EI}{(K \times L_c)^2} = \frac{3,14^2 \times 8606544,9 \text{ kNm}^2}{(2 \times 7,0 \text{ m})^2} = 432944,34 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{10701,36 \text{ kN}}{0,75 \times 432944,34 \text{ kN}}} = 1,034$$

Gaya geser horizontal akibat gempa

$$V_u = 1196,921 \text{ kN}$$

Simpangan lateral akibat gempa

$$\Delta = \frac{V_u \times L_c^3}{3 \times EI} = 0,01 \text{ m}$$

Faktor pembesaran momen

$$\delta_s = \frac{1}{(1 - P_u \times \Delta) / \frac{V_u}{L_c}} = \frac{1}{10701,36 \text{ kN} \times 0,01 \text{ m} / (1196 \text{ kN} \times 7,00 \text{ m})} = 1,02$$

Diambil faktor pembesaran momen 1,034

Momen *ultimate* yang diperbesar

$$M_u = \delta_s \times M_{ux}$$

Tabel 4.113 Momen *ultimate* perbesar

No	Kombinasi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_u (kNm)
1	Kombinasi 1	10701,369	10245,000	10594,150
2	Kombinasi 2	9898,511	7171,500	7415,905
3	Kombinasi 3	8067,511	544,256	562,804
4	Kombinasi 4	8025,175	7300,003	7548,787
5	Kombinasi 5	8694,224	3461,250	3579,210

4. Penulangan Kolom Pilar 1

Penulangan Kolom dihitung sebagai berikut:

$$\text{Mutu beton } f'_c = 29,05 \text{ MPa}$$

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

Dimensi *Breast wall* $B_e = 6,50 \text{ m}$ dan $h = 1,00 \text{ m}$

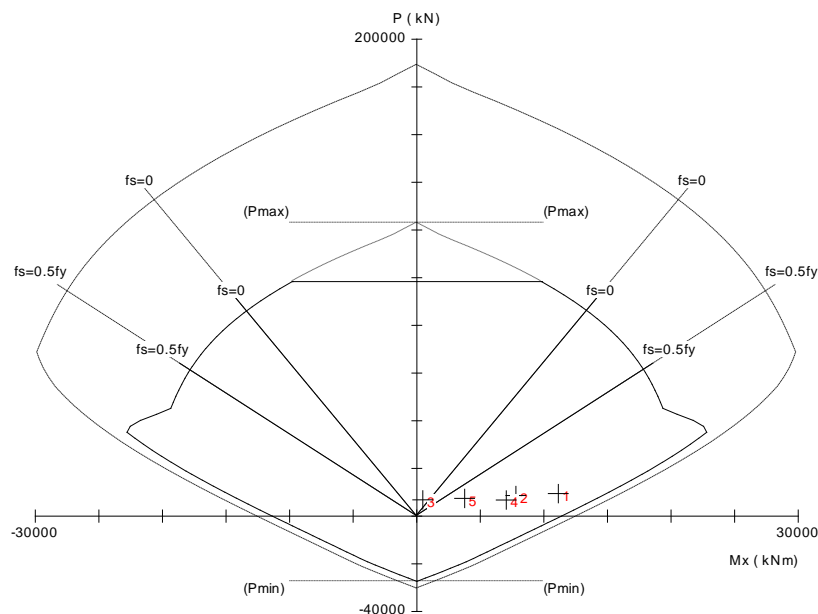
Akan ditinjau selabar $\ell = 1000\text{mm} = 1,00\text{ m}$

Sehingga didapat P_u dan M_u dengan lebar ℓ seperti ditunjukkan pada Tabel 4.114 berikut:

Tabel 4.114 Beban dan Momen selebar 1 m

Kombinasi Beban	Lebar B_E m		Lebar 1 m	
	P_u (kN)	M_u (kNm)	P_u (kN)	M_u (kNm)
Kombinasi 1	10701,369	10594,150	1646,365	1629,869
Kombinasi 2	9898,511	7415,905	1522,848	1140,908
Kombinasi 3	8067,511	562,804	1241,156	86,585
Kombinasi 4	8025,175	7548,787	1234,642	1161,352
Kombinasi 5	8694,224	3579,210	1337,573	550,648

Dari Tabel 4.114 dicari nilai ρ melalui diagram interaksi *SP column* yang ditunjukkan Pada Gambar 4.55 berikut:



Gambar 4.55 Diagram Interaksi kolom Pilar 1

Dari pengolahan didapat nilai

Rasio tulangan $\rho = 1,11\%$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times h = (1,11\%) \times 1000\text{mm} \times 1400\text{mm} = 15540\text{mm}^2$$

Diameter tulangan $D = 29\text{ mm}$

Tulangan tekan dan Tarik dibuat sama dengan tulangan Tarik

$$\frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 15540\text{mm}^2 = 7770\text{mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_t = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{\frac{1}{2} x A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 29mm^2 x 1000m}{\frac{1}{2} x 7770mm^2} = 169,931 \text{ mm}$$

Penulangan Kolom ditunjukkan pada Tabel 4.115 berikut:

Tabel 4.115 Tulangan kolom Pilar 1

Letak tulangan	Lapis	Diameter "D"	Jarak (mm)	A_s (mm ²)
Tulangan tekan	1	29	100	5882.408
Tulangan tarik	1	29	100	5882,405

5. Penulangan Kolom Geser Pilar 1

Gaya aksial *ultimate* $P_u = 1646,365 \text{ kN} = 164636,5 \text{ N}$

Momen *ultimate* $M_u = 1629,869 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Lebar ditinjau $\ell = 1000mm = 1,00 \text{ m}$

Faktor reduksi $\phi = 0,65$

Tinggi dinding kolom $L_c = 7000mm$

Tebal dinding abutment $h = 1400 \text{ mm}$

Luas tulangan longitudinal abutment $A_s = 17164,81 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 100 \text{ mm}$

$$V_u = \frac{M_u}{L_c} = \frac{1629869243Nmm}{7000m} = 232838,463 \text{ N}$$

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1400mm - 100mm - \frac{29mm}{2} = 1285,5mm$$

$$V_{cmax} = 0,2 x f'_c x \ell x d = (0,2) x 29,05 \text{ Mpa} x 1000 \text{ mm} x 1285,5 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 7468755 \text{ N}$$

$$\phi x V_{cmax} = (0,65) x 7468755 \text{ N} = 4481253 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Dengan $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 0,85$, $\beta_3 = 1$

$$V_{uc} = \beta_1 x \beta_1 x \beta_1 x \ell x d x \sqrt{\left(\frac{A_s x f'_c}{\ell x d}\right)}$$

$$V_{uc} = 1 x 1 x 1 x 1000 \text{ mm} x 1285,5 \text{ mm} x \sqrt{\left(\frac{17164,81 \text{ mm}^2 x 29,05 \text{ Mpa}}{1000 \text{ mm} x 1285,5 \text{ mm}}\right)}$$

$$V_{uc} = 796884,462 \text{ N}$$

$$V_C = V_{uc} + 0,6x\ell xd = 796884,462 \text{ N} + 0,6x1000\text{mm}x1285,5\text{mm}$$

$$V_C = 1568184,462 \text{ N atau}$$

$$V_C = 0,3x\sqrt{f'_c}x\ell xd \sqrt{\left(1 + \frac{0,3xP_u}{\ell xd}\right)}$$

$$V_C = 0,3x\sqrt{29,05\text{MPa}}x1285,5\text{mm}x1000\text{mm} \sqrt{\left(1 + \frac{0,3x1646364,5\text{N}}{1285,5\text{mm}x1000\text{mm}}\right)}$$

$$V_C = 2445503,551 \text{ N diambil nilai terbesar}$$

$$V_C x \phi = 1467302,130 \text{ N} > V_u (\text{hanya perlu tulangan minimum})$$

Gaya geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{0,65} = \frac{232838,463\text{N}}{0,65} = 388064,105 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-400 mm (untuk arah $s_y = 400\text{mm}$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} x D^2 x \left(\frac{\ell}{S_y}\right) = \frac{3,14}{4} x 13\text{mm}^2 x \left(\frac{1000\text{mm}}{400\text{mm}}\right) = 331,662\text{mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_y = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{331,662\text{mm}^2 x 420\text{MPa} x 1000\text{mm}^2}{388064,105\text{N}} = 461,438 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan arah **X = D13-400** dan **Y = D13-400**

4.5.6.2 Tinjauan Pier Arah Melintang /Arah Y jembatan

$$\text{Tinggi kolom pier} \quad L_c = 7,00 \text{ m}$$

$$\text{Ukuran Penampang} \quad B = 6,50 \text{ m}$$

$$h = 1,40 \text{ m}$$

$$\text{Luas Penampang} \quad A_c = 9,1 \text{ m}^2$$

1. Kontrol Stabilitas Pier akibat Pengaruh Berat Struktur

$$\text{Berat Sendiri struktur atas} \quad P_{MS} = 2672,488 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan} \quad P_{MA} = 398,820 \text{ kN}$$

$$\text{Berat pier head} \quad W_h = 1294,655 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Kolom Pier} \quad W_C = 1592,500 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total struktur atas} \quad W_a = P_{MS} + P_{MA} = 3071,308 \text{ kN}$$

Berat struktur bawah $W_b = W_h + \frac{W_c}{2} = 2090,905 \text{ kN}$

Perbandingan berat $\frac{W_b}{W_a} = 68,08\% > 20\% \text{ aman}$

2. Kontrol Stabilitas Pier akibat Pengaruh P-Delta

Gaya aksial *ultimate* pilar $P_u = 8025,175 \text{ kN}$

Momen *ultimate pier* $M_u = 1196,921 \text{ kNm}$

Inersia penampang kolom $I_c = \frac{1}{12} x B_e^3 x h = 32,03 \text{ m}^4$

Modulus elastis beton $E_c = 25332,084 \text{ MPa}$

Lendutan $\Delta = \frac{M_u x L_c^2}{2 x E_c x I_c} = 0,0001 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh P-Delta

$$M_d = P_u x \Delta = 8025,175 \text{ kN} x 0,0001 \text{ m} = 0,580$$

$$M_u x 5\% = 1196,921 \text{ kNm} x 5\% = 59,846 \text{ kNm}$$

$$M_d < 5\% M_u \text{ (Aman)}$$

3. Kontrol Stabilitas Pilar akibat Pengaruh *Buckling*

Tinggi kolom $L_c = 7,00 \text{ m}$

Inersia penampang kolom pilar $I_c = 32,03 \text{ m}^4$

Luas penampang kolom pilar $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

Jari-jari inersia kolom *pier* $r = \sqrt{I_c / A_c} = 1,876 \text{ m}$

Faktor Panjang tekuk $K = 2$

Angka kelangsingan $\frac{K x L_c}{r} = \frac{2 x 7,00 \text{ m}}{1,876 \text{ m}} = 7,46 < 22$

Pengaruh *Buckling* dapat diabaikan

4. Penulangan Geser Kolom Pier (Arah Y)

Gaya aksial *ultimate* $P_u = 8025,175 \text{ kN} = 802515,25 \text{ N}$

Momen *ultimate* $M_u = 1196,921 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Lebar ditinjau $\ell = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$

Faktor reduksi $\phi = 0,65$

Tinggi dinding Kolom $L_c = 7000 \text{ mm}$

Tebal dinding abutment $h = 1400 \text{ mm}$

Luas tulangan longitudinal Abutment $A_s = 17164,81 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 100 \text{ mm}$

$$V_u = \frac{M_u}{L_c} = \frac{1196921224 \text{ Nmm}}{7000 \text{ m}} = 170988,746 \text{ N}$$

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 6500 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 6392,00 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2x f'_c x \ell x d = (0,2)x 29,05 \text{ MPa} x 1000 \text{ mm} x 6392,00 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 52871000 \text{ N}$$

$$\phi x V_{cmax} = (0,65)x 52871000 \text{ N} = 31722600 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Dengan $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 1$, $\beta_3 = 1$

$$V_{uc} = \beta_1 x \beta_1 x \beta_1 x \ell x d x \sqrt{\left(\frac{A_s x f'_c}{\ell x d}\right)}$$

$$V_{uc} = 1x1x1x1000 \text{ mm} x 6392,0 \text{ mm} x \sqrt{\left(\frac{17164,81 \text{ mm}^2 x 29,05 \text{ Mpa}}{1000 \text{ mm} x 6392,0 \text{ mm}}\right)}$$

$$V_{uc} = 2094771,587 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6x \ell x d = 1473066,1 \text{ N} + 0,6x 1000 \text{ mm} x 6392,0 \text{ mm}$$

$$V_c = 7464051,586 \text{ N} \text{ atau}$$

$$V_c = 0,3x \sqrt{f'_c} x \ell x d x \sqrt{\left(1 + \frac{0,3x P_u}{\ell x d}\right)}$$

$$V_c = 0,3x \sqrt{29,05 \text{ MPa}} x 6392,0 \text{ mm} x 1000 \text{ mm} x \sqrt{\left(1 + \frac{0,3x 8025175,25 \text{ N}}{6392,0 \text{ mm} x 1000 \text{ mm}}\right)}$$

$$V_c = 16300321,029 \text{ N} \text{ diambil nilai terbesar}$$

$$V_c x \phi = 9780192,62 \text{ N} > V_u \text{ (hanya perlu tulangan minimum)}$$

Gaya geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{0,65} = \frac{1196921,22 \text{ N}}{0,65} = 1994868,7 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi 1-D16

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = n x \frac{3,14}{4} x D^2 x = 1x \frac{3,14}{4} x 16 \text{ mm}^2 x = 200,96 \text{ mm}^2$$

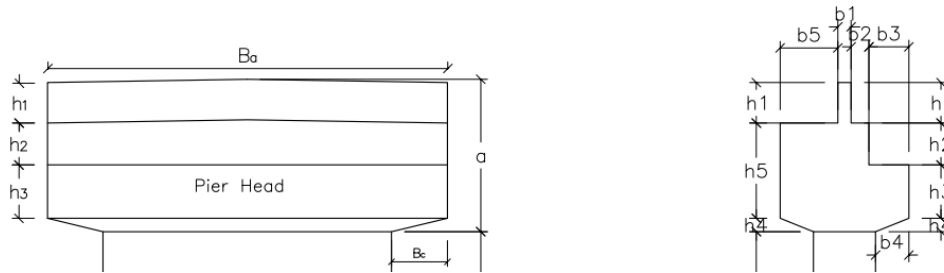
Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_y = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{200,96 \text{ mm}^2 x 420 \text{ MPa} x 1000 \text{ mm}^2}{1994868,7 \text{ N}} = 270,446 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser (Senggang) **D16-200**

4.5.7 Tinjauan *Pier Head* dan Penulangan

Penampang *Pier Head* ditunjukkan pada Gambar 4.56 Dan Tabel 4.116 berikut:



Gambar 4.56 Dimensi *Pier Head*

Tabel 4.116 Dimensi *Pier Head* Pilar 1

<i>Pier Head</i>			
Notasi	(m)	Notasi	(m)
b_1	0,30	h_1	0,91
b_2	0,40	h_2	0,94
b_3	0,90	h_3	1,20
b_4	0,75	h_4	0,30
b_5	1,30	h_5	2,14
B_c	1,25	a	3,35
B_a	9,00		

Lengan gaya reaksi *girder* terhadap tepi dinding pilar 1

$$x = B_c - \frac{B_a - (n - 1) \times S}{2} = 1,25m - \frac{9,00m - (4 - 1) \times 2,2m}{2} = 0,05m$$

Tabel 4.117 Momen dan Gaya geser Pada *Pier Head* Pilar 1

Gaya	Faktor	$P(kN)$	$V_u(kN)$	$M_u(kNm)$
MS	1,3	2672,488	3474,234	173,712
MA	2,0	398,820	797,640	39,882
TD	1,8	1056,160	1901,088	95,054
TP	1,8	281,937	507,487	25,374
EW	1,2	30,240	36,288	1,814
Total			6984,356	349,218

Pembesian *Pier Head* diketahui

Momen *ultimate* $M_u = 335,837kNm$

Mutu beton $f'_c = 29,05 MPa$

Mutu baja $f_y = 420 MPa$

Tinggi *Pier head* $h = a = 3350 mm$

Lebar *Pier head* $b = 2900 mm$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 100 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 25332,08$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ Mpa}} = 0,034$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,034) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,034) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 8,490$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 3350 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 3234,00 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 41979606,5 \text{ Nm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,014$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)}\right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,014) / (0,85 \times 29,05 \text{ MPa})}\right) = 0,0001$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,00033$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = (0,00033) \times 2900 \text{ mm} \times 3350 \text{ mm} = 31262,000 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D32

Jarak tulangan yang diperlukan

$$n_{tul} = \frac{A_s}{\left(\frac{3,14}{4} \times D^2\right)} = \frac{31262,000 \text{ mm}^2}{\frac{3,14}{4} \times 32 \text{ mm}^2} = 38,89 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan **40-D32**

Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 6716737,00 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (\sqrt{f'_c}) \times \ell \times d = 15164648,090 \text{ N}$$

$V_c \times \phi = 8424804,496 \text{ N} > V_u = \text{perlu tulangan geser}$

$$\phi \times V_s = V_u - V_c \times \phi = 1661854,303 \text{ N}$$

$$V_s = 2769757,172 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang 4 D25

Luas tulangan geser

$$A_v = \frac{3,14}{4} \times D^2 \times n = \frac{3,14}{4} \times 25 \text{ mm}^2 \times 4 = 1962,5 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1962,5 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 3234 \text{ mm}^2}{2769757,172 \text{ N}} = 662,40 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25-400

4.5.8 Tinjauan *Pilecap* Pilar 1 dan Penulangan

Data Material

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

$$E_c = 25332,084 \text{ MPa}$$

$$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Data tanah pada *Spun Pile* (Data diperoleh dari PT. Virama Karya)

Berat Volume $W_s = 14,21 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek tanah $\phi = 11,0^\circ$

Kohesi $C = 23,34 \text{ kPa}$

Dimensi *pile cap*

Lebar arah X $B_x = 6,20 \text{ m}$

Lebar arah Y $B_y = 9,00 \text{ m}$

Tebal kolom $h_7 = 1,40 \text{ m}$

Tebal *pilecap* $h_p = 1,30 \text{ m}$

$$h_t = 1,70 \text{ m}$$

Dimensi *Spun Pile*

Diameter *Spun Pile* $D = 0,6 \text{ m}$

Tebal kulit *Spun Pile* $t = 0,1 \text{ m}$

Panjang tertanam $L_S = 26,0 \text{ m}$

Jarak pusat *Spun pile* terluar ke luar sisi *Pilecap* $a = 1 \text{ m}$

Data Susunan *Spun Pile*

Jumlah baris *Spun Pile* arah X $n_x = 3 \text{ buah}$

Jumlah baris *Spun Pile* arah Y $n_y = 5 \text{ buah}$

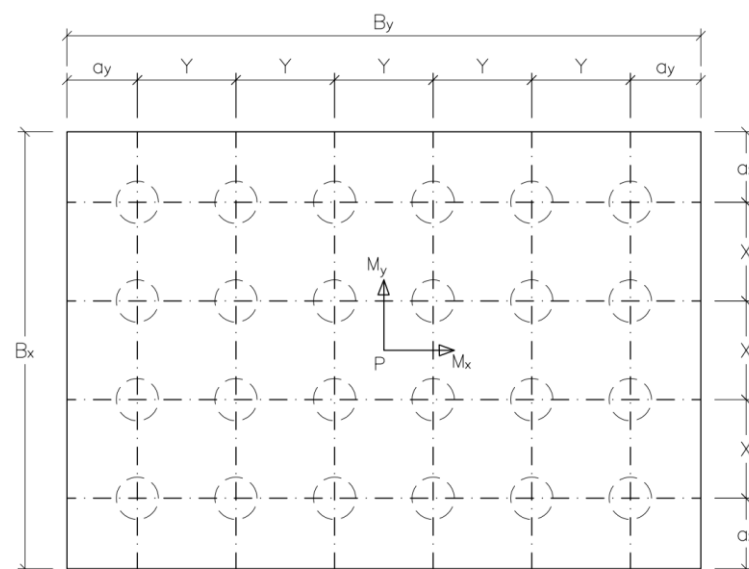
Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah X $a_x = 1,0 \text{ m}$

Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah Y $a_y = 1,0 \text{ m}$

Jarak antara *Spun* ke arah X $X = 2,10 \text{ m}$

Jarak antara *Spun* ke arah Y $Y = 1,75 \text{ m}$

Spun Pile didesain sesuai dengan Gambar 4.57 berikut:



Gambar 4.57 Perletakan *Pilecap*

4.5.8.1 Tahanan Aksial *Spun Pile*

Setelah melalui Analisis didapat nilai terkecil menggunakan metode MeyerHoff Analisisnya sebagai berikut

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian

$$q_{ult} = 40 \times N'$$

Nilai NSPT ketukan terakhir = 46 pukulan

$$\text{Nilai SPT terkoreksi } N' = 15 + \frac{1}{2} \times (N - 15) = 30,5$$

Diameter *Spun Pile* $D = 0,6 \text{ m}$

Panjang *Spun Pile* $L_s = 26,0 \text{ m}$

Luas dasar *Spun Pile* $A_b = \frac{3,14}{4} \times D^2 = 0,282 \text{ m}^2$

$q_{ult} = 40 \times N' = 40 \times 30,50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1220,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 12200,0 \text{ kN/m}^2$

Kapasitas daya dukung nominal *Spun pile*

$P_u = q_{ult} \times A_b = 12200,0 \text{ kNm}^2 \times 0,285 \text{ m}^2 = 3447,72 \text{ kN}$

$P = P_u \times SF = 1723,86 \text{ kN}$

Diambil daya dukung ijin Aksial

$P_{ijin} = P \times \phi = 1723,86 \text{ kN} \times 0,6 = 1034,316 \text{ kN}$

4.5.8.2 Tahanan Lateral *Spun Pile*

Tahanan lateral menggunakan metode Brich Hansen

Kuat lentur beton *Spun Pile*

$f_b = 0,40 \times f_c = 0,40 \times 41500 \text{ kPa} = 16600 \text{ kN/m}^2$

Tahanan momen $W = \frac{I_c}{\frac{D}{2}} = \frac{0,00628 \text{ m}^4}{\frac{0,6 \text{ m}}{2}} = 0,0209 \text{ m}^3$

Momen maksimum $M_y = f_b \times W = 347,49 \text{ kNm}$

Kohesi rata raya $C = 23,343 \text{ kN/m}^2$

Didapat nilai H_n melalui persamaan berikut

Persamaan 1 $f = H_n \times 0,00793$

Persamaan 2 $g = 25,1 - 0,00793 H_n$

$$g^2 = 0,0000629 \times (H_n)^2 - 0,39825 \times H_n + 630,01$$

$$\frac{9}{4} \times D \times C_u = \frac{9}{4} \times 0,60 \text{ m} \times 23,343 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 31,512$$

Persamaan 3 $M_y = H_n \times (1,1 + 0,00396 H_n)$

$$M_y = 0,00396 \times (H_n)^2 + 1,1 \times H_n$$

Persamaan 4 $M_y = 0,00198 \times (H_n)^2 + (-12,55) \times H_n + 19853,42$

$$0 = 0,00198 \times (H_n)^2 + 13,65 \times H_n \pm 19853,42$$

Dari persamaan kuadrat tersebut diperoleh tahanan lateral nominal

$H_n = 1233,416 \text{ kN}$

$f = 9,785 \text{ m}$

$$M_{max} = H_n * (e + 1,5xD + 0,5xf) = 7391,259 \text{ kNm}$$

Dari persamaan kuadrat ke tiga diperoleh

$$H_u = 188,186 \text{ kN}$$

Dengan angka keamanan $SF = 1,2$

$$\text{Daya dukung lateral tiang pancang } H_{ijin} = H_u/1,2 = 157,125 \text{ kN}$$

Analisa fondasi ditunjukkan Pada Tabel 4.118 berikut:

Tabel 4.118 Analisa fondasi Pilar 1

Jumlah <i>Spun pile</i>			n	15	Buah		
X	Jarak(m)		(m)	Y	Jarak(m)		(m)
X_1	2,1	X_1^2	44,10	Y_1	3,5	Y_1^2	73,500
X_2		X_2^2		Y_2	1,7	Y_2^2	18,375
				Y_3	0,0	Y_3^2	
Total X^2			44,10	Total Y^2			91,875

4.5.8.3 Tinjauan Aksial dan Lateral Pilar 1

1. Gaya Aksial Terhadap Beban Arah X

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu *Spun Pile*

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.119 berikut:

Tabel 4.119 Gaya aksial Arah X Pilar 1

Kombinasi	P (kN)	M_x (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	9113,480	5972,500	891,970	323,161
Kombinasi 2	9143,720	6488,961	918,579	300,583
Kombinasi 3	7775,383	9334,769	962,872	73,846
Kombinasi 4	9113,480	7722,500	975,303	239,827

2. Gaya Aksial terhadap Beban Arah Y

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu *Spun Pile*

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.120 berikut:

Tabel 4.120 Gaya aksial Arah Y Pilar 1

Kombinasi	P (kN)	M_y (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	9113,480	0,000	607,565	607,565
Kombinasi 2	9143,720	1240,349	656,833	562,330
Kombinasi 3	7775,383	9334,769	873,969	162,749
Kombinasi 4	9113,480	3500,000	740,899	474,232

3. Gaya Lateral Pada *Spun Pile*

Gaya Lateral maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.121 berikut:

Tabel 4.121 Gaya lateral Pilar 1

Kombinasi	T_x (kN)	T_y (kN)	T_{max} (kN)	T_{min} (kN)
Kombinasi 1	500,000	0,000	500,000	33,333
Kombinasi 2	575,122	110,608	585,661	39,044
Kombinasi 3	1196,921	1196,921	1692,702	112,847
Kombinasi 4	1000,000	1000,000	1414,214	94,281

4.5.8.4 Kontrol Daya dukung Ijin Tiang Pancang

1. Daya dukung Ijin Aksial arah X

Daya dukung ijin Aksial arah X ditunjukkan pada Tabel 4.122 berikut:

Tabel 4.122 Daya dukung ijin Lateral arah X Pilar 1

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	891,970	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	918,579	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	962,872	1551,474	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	975,303	1551,474	AMAN

2. Daya dukung Ijin Aksial arah Y

Daya dukung ijin Aksial arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.123 berikut:

Tabel 4.123 Daya dukung ijin Aksial arah X Pilar 1

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	607,565	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	656,833	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	873,969	1551,474	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	740,899	1551,474	AMAN

3. Daya dukung Lateral

Daya dukung ijin Lateral ditunjukkan pada Tabel 4.124 berikut:

Tabel 4.124 Daya dukung ijin Lateral arah X Pilar 1

Kombinasi	H_{ijin}	H_{max} (kN)	H_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	33,333	157,125	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	39,044	196,406	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	112,847	235,688	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	94,281	235,688	AMAN

4.5.8.5 Pembesian *Pilecap*

Gaya *ultimate* maksimum rencana diambil di antara Kombinasi tertinggi dan jatuh pada Kombinasi 1 (Kuat 1) dengan besar

$$P_{umax} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \times X_{max}}{X^2} = \frac{12797,746kN}{15} + \frac{10575,0kNm \times 1,2m}{44,1m} = 1364,97kN$$

Momen dan geser *ultimate Pilecap*

$$W_1 = 2,40 \text{ m} \times 1,30 \text{ m} \times 9,00 \text{ m} \times 25 \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 702,00 \text{ kN}$$

$$W_s = 0,5 \times 2,40 \text{ m} \times 10,40 \text{ m} \times 9,00 \text{ m} \times 25 \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 108,00 \text{ kN}$$

$$M_s = y \times W_s = 997,20kNm$$

Faktor beban *ultimate* $K = 1,3$

$$\text{Momen } ultimate \ M_{us} = K \times M_s = 1296,36kNm$$

$$\text{Gaya geser } ultimate \ W_{us} = K \times W_s = 1053kN$$

Tebal Kolom $L_c = 1,40m$

$$M_p = n_y \times P_{umax} \times X_p = 5 \times 1364,978kN \times 1,4m = 9554,848kNm$$

Momen *ultimate* rencana *pilecap*

$$M_{ur} = M_p - M_{us} = 9554,848kNm - 1296,360 \text{ kNm} = 8258,488kNm$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$M_u = M_{ur} / B_y = 917,610 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pilecap*

$$V_{ur} = n_y \times P_{umax} - W_{us} = 5771,891kN$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$V_u = V_{ur} / B_y = 641,321 \text{ kN}$$

1. Tulangan Lentur *Pilecap*

Momen *ultimate* $M_u = 917,610kNm$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Tebal beton $h = 1700 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 100 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 200000$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1700 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 1587,500 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 1147,012 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,455$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)}\right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,455) / (0,85 \times 29,05 \text{ MPa})}\right) = 0,011$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,00012$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times d = (0,012) \times 1000 \text{ mm} \times 1587,500 \text{ mm} = 1889,881 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D25

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 25mm^2 x 1000mm}{1889,881mm^2} = 259,606 mm$$

Sehingga digunakan tulangan **D25-200**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{Sbg} = \frac{1}{2} x A_s = 944,94 mm^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D19

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 19mm^2 x 1000mm}{944,94 mm^2} = 299,897 mm$$

Sehingga digunakan tulangan **D19-200**

Tulangan Geser

Gaya geser ultimate $V_u = 641321,3 N$

$$V_c = \frac{1}{6} x (\sqrt{f_c'}) x \ell x d = 1426052,624 N$$

$V_c x \phi = 855631,574 N > V_u = \text{perlu tulangan geser minimum}$

$$V_s = \frac{V_u}{2} = 320660,637 N$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-400 mm (untuk arah $s_y = 400mm$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} x D^2 x \left(\frac{\ell}{S_y}\right) = \frac{3,14}{4} x 13mm^2 x \left(\frac{1000mm}{400mm}\right) = 331,662 mm^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{331,662mm^2 x 420MPa x 1000mm^2}{320660,637N} = 689,62 mm$$

Digunakan tulangan **D13-400** (arah X) dan **D13-400** (arah Y)

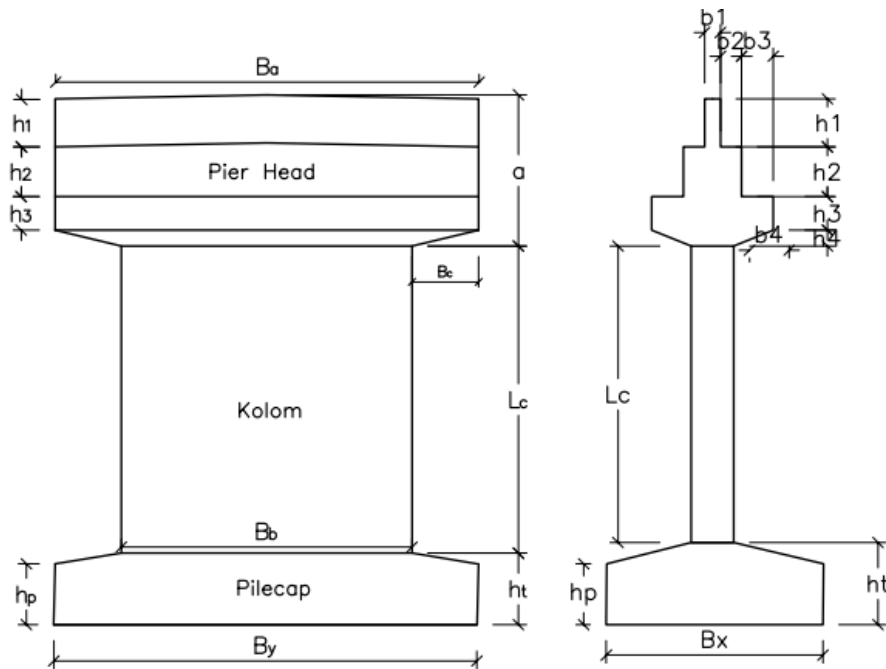
Semua hasil Desain Akan dilampirkan

4.6 Analisa Pilar 2

Beban yang diterima pilar 2 adalah 1 beban RDT2 (bentang 30m) sehingga hasil analisisnya sebagai berikut:

4.6.1 Data Struktur Pilar 2

Data Struktur Pilar 2 ditunjukkan pada Gambar 4.58 dan Tabel 4.125 berikut:



Gambar 4.58 Dimensi Pilar 2

Tabel 4.125 Dimensi Pilar 2

<i>Pier Head</i>			
Notasi	(m)	Notasi	(m)
b_1	0,30	h_1	0,91
b_2	0,40	h_2	0,94
b_3	0,90	h_3	1,20
b_4	0,75	h_4	0,30
B_a	9,00	a	3,35
<i>Kolom</i>			
B	6,50	B_c	1,25
h	1,40	L_c	7,00
<i>Pilecap</i>			
h_p	1,30	B_x	6,20
h_t	1,70	B_y	9,00
<i>Data Tanah Dasar Pilecap</i>			
Berat volume	W_s	18,4	kN/m^3
Sudut gesek	ϕ	14,5	$^\circ$
kohesi	C	5,3	kPa

4.6.2 Analisa Beban Kerja

Beban Kerja yang dihasilkan merupakan 1 beban RDT2 dengan hasil analisisnya sebagai berikut:

4.6.2.1 Berat Sendiri Struktur (MS)

1. Berat Sendiri Struktur Atas

Beban yang bekerja pada struktur atas ditunjukkan pada Tabel 4.126 berikut:

Tabel 4.126 Berat Sendiri Struktur atas (RDT2)

No	Beban	b_t (m)	t_s (m)	L_2 (m)	n	Berat	Berat(kN)
1	Slab	9,00	0,25	30,0	1,0	25,00 (kN/m ³)	1687,500
2	DC	1,50	0,07	30,0	3	25,00 (kN/m ³)	236,250
2	Trotoar			30,0	2,0	4,680 (kN/m)	149,760
3	Balok			30,0	4,0	18,825 (kN/m)	2019,000
4	Diafragma			30,0	3,0	3,125 (kN/m)	281,250
P_{MS}							4224,000

Dengan letak titik berat struktur terhadap fondasi pada

$$Z_a = h_t + L_c + H_{head} + \frac{H_{ap}}{2}$$

$$Z_{a(RDT2)} = 1,5m + 7,0m + 0,3m + 1,2m + \frac{2,9m}{2} = 11,650m$$

2. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat Sendiri struktur bawah dibagi menjadi 3 bagian *Pier Head*, Kolom dan *Pilecap*. Yang total beratnya ditunjukkan pada Tabel 4.127 berikut:

Tabel 4.127 Berat pilar 2

Berat Head Pier (30 m)					
b (m)	h (m)	B_a (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
0,30	0,91	9,00	61,43	2,90	177,83
1,10	0,94	9,00	204,73	1,97	403,32
2,90	1,20	9,00	689,04	0,90	620,14
0,75	0,30	9,00	9,92	0,20	1,98
1,40	0,30	9,00	296,73	0,15	44,51
Berat Kolom Pier					
B_b (m)	h_c (m)	L_c (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
6,50	1,40	7,00	1592,5	3,50	5573,75
Berat Pilecap					
B_x (m)	h_t (m)	B_y (m)	W (kN)	Lengan	M (kNm)
1,40	0,40	9,00	126	1,50	189,00
2,4	0,40	9,00	95,04	1,43	136,22
6,2	1,30	9,00	1595,88	0,65	1037,32
Total			3871,250		6031,56

Rekap letak titik berat terhadap fondasi

$$Z_{hRDT2} = y_h + L_c + h_t = 0,98m + 7,00m + 1,70m = 9,68m$$

$$Z_c = y_c + h_t = 3,50m + 1,70m = 5,20m$$

$$Z_p = y_p = 0,75m$$

Sehingga didapat nilai P_{MS} pada struktur bawah fondasi

$$P_{MS} = P_{MS(Str Atas)} + P_{MS(Str bawah)} = 8995,269 \text{ kN}$$

4.6.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan pada fondasi ditunjukkan pada Tabel 4.128 berikut:

Tabel 4.128 Beban mati Tambahan Pilar 2

No.	beban	Tebal (m)	Lebar (m)	L_2 (m)	n	W (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Aspal+overlay	0,05	6,0	30,0	2,0	22,0	396,00
2	Railing	w=	0,5	30,0	2,0		30,00
3	ME	w=	0,1	30,0	2,0		6,00
4	Air hujan	0,05	6,0	30,0	1,0	9,8	88,20
P_{MA}							520,20

4.6.2.3 Beban Lajur "D" (TD)

Dikarenakan Panjang bentang ≥ 30 m, $q = 8$ kPa

Mempunyai nilai $p = 49$ kN/m, dan dengan reduksi 70% untuk jembatan provinsi

Faktor dinamik DLA 0,4 untuk $L \leq 50$ m

Untuk bentang 30 m (RDT2)

Beban lajur menghasilkan besar lajur

$$P_{TD} = \left(\frac{qxL_2x(5,5 + b)}{2} + \frac{pxDLA(5,5 + b)}{2} \right)$$

$$P_{TD} = \left(\frac{8kPax30mx(5,5 + 6m)}{2} + \frac{49kPax0,4(5,5 + 6)}{2} \right) x70\% = 1281,56kN$$

Beban pada Abutment akibat beban lajur

4.6.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan Kaki atau beban pedestrian menghasilkan:

Panjang bentang $L_2 = 30,0$ m

Lebar trotoar $b_3 = 1,5$ m

Jumlah trotoar $n = 2,0$ buah

Luas bidang $A = 90,00$ m²

Beban merata SNI $q = 2,36$ kPa

Beban pada pilar RDT2

$$P_{TP} = Axq = 90,00 \text{ m}^2 x 2,36 \text{ kPa} = 212,4 \text{ kN}$$

4.6.2.5 Gaya Rem (TB)

Panjang bentang $L_2 = 30$ m

$$\text{Gaya rem} = 250 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya rem pada pilar } T_{TB} = 500 \text{ kN}$$

Lengan pada fondasi

$$y_{TB} = h_t + L_c + h_4 + h_3 + h_b = 11,90 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 11,90 \text{ m} \times 500 \text{ kN} = 5850,0 \text{ kNm}$$

Lengan pada pilar

$$y'_{TB} = L_c + h_4 + h_3 + h_b = 10,20 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{TB} = 10,2 \text{ m} \times 500 \text{ kN} = 5100,0 \text{ kNm}$$

4.6.2.6 Beban Angin (EW)

Beban angin pada abutment dibagi menjadi 2 yaitu beban angin pada arah Y dan arah X jembatan

1. Beban Angin Pada Arah Y jembatan

Gaya akibat angin meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_w \times V_w \times A_b$$

Dengan :

$$C_w = 1,25$$

$$V_w = 35,00 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang } L_2 = 30,0 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping } h_s = 2,90 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kendaraan } h_k = 2,00 \text{ m}$$

$$A_b = 30 \text{ m} \times (2,90 \text{ m} + 2,00 \text{ m}) = 147,0 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m/det} \times 147,0 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 135,056 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + L_c + h_4 + h_3 + \frac{h_a}{2} = 11,65 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 135,05 \text{ kN} \times 11,65 \text{ m} = 1573,405 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = L_c + h_4 + h_3 + \frac{h_a}{2} = 9,95 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 135,05 \text{ kN} \times 9,95 \text{ m} = 1343,810 \text{ kNm}$$

Pada Tinggi bidang samping bawah struktur

Tinggi bidang $L_c + a = 10,35 \text{ m}$

$$A_b = h \times (L_c + a) = 1,4 \text{ m} \times 10,35 \text{ m} = 14,49 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Abutment

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m/det} \times 10,35 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 13,313 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + \frac{(L_c + a)}{2} = 6,875 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 13,313 \text{ kN} \times 6,875 \text{ m} = 91,525 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = \frac{(L_c + a)}{2} = 5,175 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 13,313 \text{ kN} \times 5,175 \text{ m} = 66,893 \text{ kNm}$$

$$\text{Total } T_{EW} = 148,369 \text{ kN}$$

$$\text{Total momen pada pilecap } M_{EW} = 1664,930 \text{ kNm}$$

$$\text{Total momen pada kolom } M'_{EW} = 1412,703 \text{ kNm}$$

Beban garis merata tambahan horizontal (beban kendaraan)

Beban angin pada Abutment

$$T_{EWk} = (0,0012) \times (1,25) \times \left(35 \left(\frac{\text{m}}{\text{det}} \right) \right)^2$$

$$T_{EWk} = 1,764 \text{ kN/m}$$

Gaya pada *pier* akibat transfer beban ke lantai kendaraan

$$P_{EWk} = \left(\frac{\frac{1}{2} h}{(x)} \times T_{EWk} \right) \times L = \left(\frac{\frac{1}{2} \times 2 \text{ m}}{(1,75 \text{ m})} \times 1,764 \text{ kN/m} \right) \times 30 = 30,24 \text{ kN}$$

2. Beban Angin Arah X jembatan

Gaya akibat angin meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_W \times V_W \times A_b$$

Dengan:

$$C_W = 1,25$$

$$V_W = 35,00 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang } L_c + a = 10,35 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang } (B + h) = 7,9 \text{ m}$$

$$A_b = 10,35 \text{ m} \times 7,9 \text{ m} = 81,765 \text{ m}^2$$

Beban angin pada Pilar

$$T_{EW1} = (0,0006) \times (1,25) \times 35 \text{ m/det} \times 81,765 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 75,122 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EW1} = h_t + (L_c + a)/2 = 6,875 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M_{EW1} = 75,122 \text{ kN} \times 6,875 \text{ m} = 516,461 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom

$$Y'_{EW1} = (L_c + a)/2 = 5,175 \text{ m}$$

Momen pada fondasi

$$M'_{EW1} = 75,122 \text{ kN} \times 5,175 \text{ m} = 388,754 \text{ kNm}$$

4.6.2.7 Beban Tumbukan Kendaraan (TC)

Pada *Overpass* sebaiknya dirancang mampu menahan beban Tumbukan Kendaraan.

Sehingga Analisisnya sebagai berikut:

1. Beban Tumbukan Kendaraan Arah X

Beban tumbukan kendaraan Arah X, memiliki beban

$$T_{TC2} = 500 \text{ kN}$$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi, dengan jarak bekerja 1,8 m (tinggi kendaraan)

$$Y_{TC2} = h_t + 1,8 \text{ m} = 3,5 \text{ m}$$

Lengan terhadap pilar

$$Y'_{TC2} = 1,8 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat tumbukan

$$M_{TC2} = T_{TC2} \times Y_{TC2} = 500 \text{ kN} \times 3,5 \text{ m} = 1750 \text{ kNm}$$

Momen pada Pilar akibat tumbukan

$$M_{TC2} = T'_{TC2} \times Y'_{TC2} = 500kN \times 1.8m = 900kNm$$

2. Beban Tumbukan Kendaraan Arah Y

Beban tumbukan kendaraan Arah X, memiliki beban

$$T_{TC1} = 1000 \text{ kN}$$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi, dengan jarak bekerja 1,8 m (tinggi kendaraan)

$$Y_{TC1} = h_t + 1,8m = 3,5m$$

Lengan terhadap pilar

$$Y'_{TC1} = 1,8m = 1,8m$$

Momen pada fondasi akibat tumbukan

$$M_{TC1} = T_{TC1} \times Y_{TC1} = 1000kN \times 3,3m = 3500,0kNm$$

Momen pada Pilar akibat tumbukan

$$M_{TC1} = T'_{TC1} \times Y'_{TC1} = 1000kN \times 1.8m = 1800,0kNm$$

4.6.2.8 Beban Gempa (EQ)

Beban gempa Arah X dan Arah Y menghasilkan momen yang sama sehingga ditinjau pada Arah X (memanjang saja)

Dari Analisa beban gempa dihitung seperti berikut:

Ukuran penampang kolom

$$b = B = 6,50m$$

$$h = 1,40m$$

$$L_c = 7,0m$$

Luas Penampang Kolom

$$A = (B \times h) = 6,5m \times 1,4m = 9,1m^2$$

inersia penampang kolom

$$I_c = \frac{1}{12} b h^3 = 1,48m^4$$

$$\text{Mutu beton } f'_c = 29,05MPa$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 25332,084 MPa$$

$$\text{Nilai kekakuan } K_p = 3 \times E_c \times I_c \times L_b^3 = 329317,097kN/m$$

$$\text{Percepatan gravitasi } g = 9,81 m/det$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas } P_{MS(str \text{ atas})} = 4224,00 kN$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah } P_{MS(head \text{ Pier})} = 1261,949N$$

$$P_{MS(\frac{1}{2}kolom)} = 796,25$$

Beban mati tambahan $P_{MA} = 520,2$

Berat total struktur $W_{TP} = P_{MS(str atas)} + P_{MS(str bawah)} + P_{MA} = 6802,299kN$

Waktu getar alami struktur didapat

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$T = (2) \times (3,14) \times \sqrt{\frac{6802,299kN}{9,81m/det \times 329317,09kN/m}} = 0,29 \text{ detik}$$

Koefisien geser tanah $C = 0,14$

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi $n = 1$

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1,0 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal $K_h = C \times S = 0,1715$

Sehingga $T_{EQ} = K_h \times I \times W_t = 0,1715 \times 1 \times W_t = 0,1715 \times W_t$

Dengan W_t adalah berat pada struktur yang ditunjukkan pada Tabel 4.129 berikut:

Tabel 4.129 beban Gempa pada Pilar 2

Bentang 30 m				
Beban	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Z (m)	$T_{EQ} \times Z$ (kNm)
$P_{MS(atas30m)}$	4224,000	724,416	11,650	8439,446
$P_{MA(30m)}$	520,200	89,214	11,650	1039,347
$P_{MS(PH30m)}$	1261,850	216,407	9,689	2096,736
$P_{MS(Kolom)}$	796,250	136,557	5,200	710,096
$P_{MS(Pilecap)}$	1816,920	311,602	0,750	233,677
Total		1478,196		12519,302

Lengan terhadap fondasi

$$Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} = \frac{12519,302kNm}{1478,196kN} = 8,469m$$

Lengan terhadap Pilar

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 8,469m - 1,700m = 6,796m$$

Momen pada pilar

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y'_{EQ} = 1478,196kN \times 6,796m = 10006,368kNm$$

4.6.2.9 Rekap Kombinasi Beban Kerja Pilar 2

Rekap Beban kerja yang bekerja ditunjukkan pada Tabel 4.130 berikut:

Tabel 4.130 Rekap beban kerja pilar 2

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	8095,250				
2	MA	520,200				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1281,560				
4	TP	212,400				
5	TB		500,000		5950,000	
6	TC		500,000	1000,000	1750,000	3500,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	148,369	516,461	1664,930
8	EQ		1478,196	1478,196	12519,302	12519,302

4.6.2.10 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Kombinasi Tegangan yang akan digunakan adalah 4 beban terbesar sehingga kombinasi tegangan ditunjukkan pada Tabel 4.131 berikut:

Tabel 4.131 Kombinasi Beban tegangan kerja Pada pilar 2

Aksi	1	2	3	4
Aksi tetap	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X		
Beban angin		X		
Gempa			X	
Beban tumbukan				X
Tegangan diperoleh	0%	25%	50%	50%

Sumber: Kriteria Desain Jembatan (2019)

Sehingga didapat rekap beban untuk perencanaan tegangan kerja seperti ditunjukkan pada Tabel 4.132 berikut:

Tabel 4.132 Rekap Tegangan Kerja Pada Pilar 2

Kombinasi	Tegangan	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Komb 1	0%	10909,43	500,00	0,00	5950,00	0,00
Komb 2	25%	10909,43	500,00	1000,00	1750,00	3500,00
Komb 3	50%	9415,47	1478,20	1478,20	12519,30	12519,30
Komb 4	50%	10909,43	1000,00	1000,00	7700,00	3500,00

4.6.3 Kontrol Stabilitas Guling dan Geser Pilar 2

4.6.3.1 Stabilitas Guling arah X

Momen penahan Guling

$$M_{px} = Px \left(\frac{B_x}{2} \right) x(1 + k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah X ditunjukkan pada Tabel 4.133 berikut:

Tabel 4.133 Stabilitas guling arah X Pilar 2

Kombinasi	k	P (kN)	M_x (kNm)	M_{px} (Kn)	SF	KET
Komb 1	0%	10909,430	5950,000	33819,2315		$\geq 2,2$ (OK)
Komb 2	25%	10909,430	1750,000	42274,0393	24,157	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 3	50%	9415,470	12519,302	43781,9332	3,497	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 4	50%	10909,430	7700,000	50728,8472	6,588	$\geq 2,2$ (OK)

4.6.3.2 Stabilitas Guling arah Y

Momen penahan Guling

$$M_{py} = Px \left(\frac{B_y}{2} \right) x(1 + k) \text{ dengan angka } SF = 2,2$$

Stabilitas guling arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.134 berikut:

Tabel 4.134 Stabilitas guling arah Y Pilar 2

Kombinasi	k	P (kN)	M_y (kNm)	M_{py} (Kn)	SF	KET
Komb 1	0%	10909,430	0,000	98184,865		
Komb 2	25%	10909,430	3500,000	122731,082	35,066	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 3	50%	9415,470	12519,302	127108,838	10,153	$\geq 2,2$ (OK)
Komb 4	50%	10909,430	3500,000	147277,298	42,079	$\geq 2,2$ (OK)

4.6.3.3 Stabilitas Geser arah X

Gaya penahan Geser

$$H = (Cx B_x x B_y + Px \tan \phi) x(1 + k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.135 berikut:

Tabel 4.135 Penahan geser arah X Pilar 2

Kombinasi	k	P (kN)	T_x (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	500,00	10909,43	28440,45		
Komb 2	25%	500,00	10909,43	35624,50	71,25	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 3	50%	1478,20	9415,47	36905,76	24,97	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 4	50%	1000,00	10909,43	42808,55	42,81	$\geq 1,5$ (OK)

4.6.3.4 Stabilitas Geser arah Y

Gaya penahan Geser

$$H = (Cx B_x x B_y + P x \tan \phi) x (1 + k)$$

Gaya penahan geser ditunjukkan pada Tabel 4.136 berikut:

Tabel 4.136 Penahan geser arah Y Pilar 2

Kombinasi	k	P (kN)	T_y (kN)	H (kN)	SF	KET
Komb 1	0%	0,00	10909,43	28440,45		
Komb 2	25%	1000,00	10909,43	35624,50	35,62	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 3	50%	1478,20	9415,47	36905,76	24,97	$\geq 1,5$ (OK)
Komb 4	50%	1000,00	10909,43	42808,55	42,81	$\geq 1,5$ (OK)

4.6.4 Beban Ultimate Pada *Pilecap* Pilar 2

Rekap Pembebanan pada *Pilecap* ditunjukkan pada Tabel 4.137 berikut

Tabel 4.137 Rekap beban Pada *Pilecap* Pilar 2

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	8095,250				
2	MA	520,200				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1281,560				
4	TP	212,400				
5	TB		500,000		5950,000	
6	TC		500,000	1000,000	1750,000	3500,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	148,369	516,461	1664,930
8	EQ		1478,196	1478,196	12519,302	12519,302

Kombinasi Pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu:

Kombinasi 1=Kuat I=1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TP+1,8TB

Kombinasi 2=Kuat II=1,3MS+2MA+1,4TD+1,4TP+1,4TB

Kombinasi 3=Kuat III=1,3MS+2MA+1,4EW

Kombinasi 4=Ekstrem I=1,3MS+2MA+1,0EQ

Kombinasi 5=Ekstrem II=1,3MS+2MA+0,5TD+0,5TP+0,5TB+1,0TC

Sehingga menghasilkan Beban *ultimate* Pada *Pilecap* Pilar 2 ditunjukkan pada Tabel 4.138 berikut:

Tabel 4.138 Beban *ultimate* pada *Pilecap* Pilar 2

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	15293,378	900,000	0,000	10710,000	0,000
Kombinasi 2	14695,794	700,000	0,000	8330,000	0,000
Kombinasi 3	12646,586	105,170	207,717	723,045	2330,902
Kombinasi 4	12604,250	1478,196	1478,196	12519,302	12519,302
Kombinasi 5	13351,230	750,000	1000,000	4725,000	3500,000

4.6.5 Beban *Ultimate* Pada Kolom Pilar 2

Rekap pembebanan pada *Pilecap* ditunjukkan pada Tabel 4.139 berikut:

Tabel 4.139 Rekap beban pada Kolom pilar 2

No	KODE	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Aksi Tetap						
1	MS	7078,350				
2	MA	520,200				
Beban Lalu Lintas						
3	TD	1281,560				
4	TP	212,400				
5	TB		500,000		5100,000	
6	TC		500,000	1000,000	900,000	1800,000
Aksi Lingkungan						
7	EW	30,240	75,122	148,369	388,754	1412,703
8	EQ		1478,196	1478,196	10006,368	10006,368

Kombinasi pembebanan ditunjukkan dengan 5 beban kombinasi terbesar yaitu:

Kombinasi 1=Kuat I=1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TP+1,8TB

Kombinasi 2=Kuat II=1,3MS+2MA+1,4TD+1,4TP+1,4TB

Kombinasi 3=Kuat III=1,3MS+2MA+1,4EW

Kombinasi 4=Ekstrem I=1,3MS+2MA+1,0EQ

Kombinasi 5=Ekstrem II=1,3MS+2MA+0,5TD+0,5TP+0,5TB+1,0TC

Beban *ultimate* pada *pilecap* pilar 2 ditunjukkan pada Tabel 4.140 berikut:

Tabel 4.140 Beban *Ultimate* pada *Pilecap* Pilar 2

Kombinasi	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Kombinasi 1	13230,174	1000,000	0,000	10200,000	0,000
Kombinasi 2	12333,798	700,000	0,000	7140,000	0,000
Kombinasi 3	10284,590	105,170	207,717	544,256	1977,784
Kombinasi 4	10242,254	1478,196	1478,196	10006,368	10006,368
Kombinasi 5	10989,234	750,000	1000,000	3450,000	1800,000

4.6.6 Tinjauan Kolom Pilar 2 dan Penulangan

4.6.6.1 Tinjauan Pilar Arah Memanjang/ Arah X jembatan

Tinggi *colom pier* $L_c = 7,00 \text{ m}$

Ukuran Penampang $B = 6,50 \text{ m}$

$$h = 1,40 \text{ m}$$

Luas Penampang $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

1. Kontrol Stabilitas Pilar akibat pengaruh Berat Struktur

Berat Sendiri struktur atas $P_{MS} = 4224,000 \text{ kN}$

Beban mati tambahan $P_{MA} = 520,200 \text{ kN}$

Berat *pier head* $W_h = 1261,850 \text{ kN}$

Berat Kolom *Pier* $W_c = 1592,500 \text{ kN}$

Berat total struktur atas $W_a = P_{MS} + P_{MA} = 4744,200 \text{ kN}$

Berat struktur bawah $W_b = W_h + \frac{W_c}{2} = 2058,10 \text{ kN}$

Perbandingan berat $\frac{W_b}{W_a} = 43,38\% > 20\% \text{ aman}$

2. Kontrol Stabilitas Pier akibat Pengaruh P-Delta

Gaya aksial ultimate pilar $P_u = 13230,174 \text{ kN}$

Momen ultimate *pier* $M_u = 10200,00 \text{ kNm}$

Inersia penampang kolom $I_c = \frac{1}{12} x B_e x h^3 = 1,486 \text{ m}^3$

Modulus elastis beton $E_c = 25332,084 \text{ MPa}$

Lendutan $\Delta = \frac{M_u x L_c^2}{2 x E_c x I_c} = 0,013 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh P-Delta

$$M_d = P_u x \Delta = 13230,174 \text{ kN} x 0,013 \text{ m} = 175,620 \text{ kNm}$$

$$M_u x 5\% = 10300,0 \text{ kNm} x 5\% = 510,00 \text{ kNm}$$

$$M_d < 5\% M_u \text{ (Aman)}$$

3. Kontrol Stabilitas Pilar akibat Pengaruh Buckling

Tinggi kolom $L_c = 7,00 \text{ m}$

Inersia penampang kolom pilar $I_c = 1,486 \text{ m}^4$

Luas penampang kolom pilar $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

Jari-jari inersia kolom *pier* $r = \sqrt{I_c / A_c} = 0,404 \text{ m}$

Faktor Panjang tekuk $K = 2$

Angka kelangsingan $\frac{KxL_c}{r} = \frac{2x7,00m}{0,404m} = 34,641 < 22$

Pengaruh *buckling* diperhitungkan dengan memperbesar momen kolom pilar sebagai berikut

Beban mati *ultimate* pada kolom pilar $DL = 10242,254 \text{ kN}$

Beban hidup *ultimate* pada kolom pilar $LL = 2987,920 \text{ kN}$

Nilai perbandingan beban mati *ultimate* terhadap beban *ultimate*

$$\beta_d = \frac{DL}{DL + LL} = 0,774$$

Kekakuan lentur kolom pilar

$$EI = \frac{0,4xE_cxI_cx}{1 + \beta_d} = \frac{0,4x(25332 \text{ Mpa}x10^3)x1,486 \text{ m}^4}{1 + 0,774} = 8488963,7 \text{ kNm}^2$$

Beban aksial kritis

$$P_c = \frac{3,14^2xEI}{(KxL_c)^2} = \frac{3,14^2x8488963,7 \text{ kNm}^2}{(2x7,0 \text{ m})^2} = 427029,5 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75xP_c}} = \frac{1}{1 - \frac{13230,174 \text{ kN}}{0,75x427029,520 \text{ kN}}} = 1,043$$

Gaya geser horizontal akibat gempa

$$V_u = 1478,196 \text{ kN}$$

Simpangan lateral akibat gempa

$$\Delta = \frac{V_u x L_c^3}{3xEI} = 0,019 \text{ m}$$

Faktor pembesaran momen

$$\delta_s = \frac{1}{(1 - P_u x \Delta) / \frac{V_u}{L_c}} = \frac{1}{1 - 13230,17 \text{ kN}x0,019 \text{ m} / (1478 \text{ kN}x7,00 \text{ m})} = 1,02$$

Diambil faktor pembesaran momen 1,043

Momen *ultimate* yang diperbesar

$$M_u = \delta_s x M_{ux}$$

Tabel 4.141 Momen *ultimate* perbesar

No	Kombinasi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_u (kNm)
1	Kombinasi 1	13230,174	10200,000	10639,509
2	Kombinasi 2	12333,798	7140,000	7447,656
3	Kombinasi 3	10284,590	544,256	567,707
4	Kombinasi 4	10242,254	10006,368	10437,534
5	Kombinasi 5	10989,234	3450,000	3598,658

Dari Tabel 4.141 dapat disimpulkan bahwa Beban Kombinasi terbesar adalah kombinasi 1

4. Penulangan Kolom Pilar 2

Penulangan Kolom dihitung sebagai berikut:

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Dimensi *Breast wall* $B_e = 6,50 \text{ m}$ dan $h = 1,40 \text{ m}$

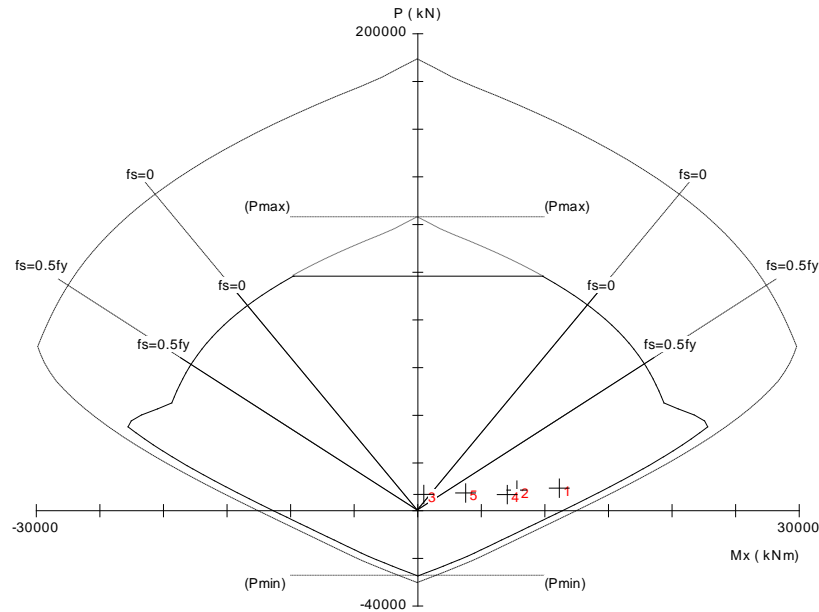
Akan ditinjau selabar $\ell = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$

Sehingga didapat P_u dan M_u dengan lebar ℓ seperti ditunjukkan pada Tabel 4.142 berikut:

Tabel 4.142 Beban dan Momen selebar 1 m

Kombinasi Beban	Lebar BE m		Lebar 1 m	
	P_u (kN)	M_u (kNm)	P_u (kN)	M_u (kNm)
Kombinasi 1	13230,174	10639,509	2035,411	1636,848
Kombinasi 2	12333,798	7447,656	1897,507	1145,793
Kombinasi 3	10284,590	567,707	1582,245	87,340
Kombinasi 4	10242,254	10437,534	1575,731	1605,774
Kombinasi 5	10989,234	3598,658	1690,651	553,640

Dari Tabel 4.142 dicari nilai ρ melalui diagram interaksi SP column yang ditunjukkan pada Gambar 4.59 berikut:



Gambar 4.59 Diagram Interaksi kolom Pilar 2

Dari pengolahan didapat nilai

Rasio tulangan $\rho = 1,11\%$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times h = (1,11\%) \times 1000 \text{ mm} \times 1400 \text{ mm} = 15540 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan $D = 29 \text{ mm}$

Tulangan tekan dan Tarik dibuat sama dengan tulangan Tarik

$$\frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 11100 \text{ mm}^2 = 7770 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_t = \frac{\frac{3,14}{4} \times D^2 \times \ell}{\frac{1}{2} \times A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} \times 29 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ m}}{\frac{1}{2} \times 7770 \text{ mm}^2} = 169,93 \text{ mm}$$

Penulangan Kolom ditunjukkan pada Tabel 4.143 berikut:

Tabel 4.143 Tulangan kolom Pilar 2

Letak tulangan	Lapis	Diameter "D"	Jarak (mm)	A_s (mm ²)
Tulangan tekan	1	29	100	8582,405
Tulangan tarik	1	29	100	8582,405

5. Penulangan Kolom Geser Pilar 2

Gaya aksial *ultimate* $P_u = 2035,411 \text{ kN} = 2035411,44 \text{ N}$

Momen *ultimate* $M_u = 1636,848 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Lebar ditinjau $\ell = 1000\text{mm} = 1,00 \text{ m}$

Faktor reduksi $\phi = 0,65$

Tinggi dinding Kolom $L_c = 7000\text{mm}$

Tebal dinding abutment $h = 1400 \text{ mm}$

Luas tulangan longitudinal Abutment $A_s = 17164,81 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 100 \text{ mm}$

$$V_u = \frac{M_u}{L_c} = \frac{1636847574\text{Nmm}}{7000\text{m}} = 233835,368 \text{ N}$$

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1400\text{mm} - 100\text{mm} - \frac{13\text{mm}}{2} = 1293,5\text{mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2xf'_c \ell xd = (0,2) \times 29,05\text{Mpa} \times 1000\text{mm} \times 1293,5\text{mm}$$

$$V_{cmax} = 7515235 \text{ N}$$

$$\phi V_{cmax} = (0,65) \times 7515237 \text{ N} = 4509141 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Dengan $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 0,85$, $\beta_3 = 1$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_1 \times \beta_1 \times \ell \times d \times \sqrt{\left(\frac{A_s \times f'_c}{\ell \times d}\right)}$$

$$V_{uc} = 1 \times 0,85 \times 1 \times 1000\text{mm} \times 1293,5\text{mm} \times \sqrt{\left(\frac{17164,81\text{mm}^2 \times 29,05\text{Mpa}}{1000\text{mm} \times 1293,5 \text{ mm}}\right)}$$

$$V_{uc} = 800187,188 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \ell \times d = 800187,188 \text{ N} + 0,6 \times 1000\text{mm} \times 1293,5\text{mm}$$

$$V_c = 1576287,188 \text{ N} \text{ atau}$$

$$V_c = 0,3 \times \sqrt{f'_c} \times \ell \times d \times \sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times P_u}{\ell \times d}\right)}$$

$$V_c = 0,3 \times \sqrt{29,05\text{MPa}} \times 1293,5\text{mm} \times 1000\text{mm} \times \sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times 2035411\text{N}}{1293,5\text{mm} \times 1000\text{mm}}\right)}$$

$$V_c = 2537611,234 \text{ N} \text{ diambil nilai terbesar}$$

$$V_c \times \phi = 1522566,740 \text{ N} > V_u (\text{hanya perlu tulangan minimum})$$

Gaya geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{0,65} = \frac{233835,368 \text{ N}}{0,65} = 389725,613 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-400 mm (untuk arah $s_y = 400 \text{ mm}$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} \times D^2 \times \left(\frac{\ell}{S_y} \right) = \frac{3,14}{4} \times 13 \text{ mm}^2 \times \left(\frac{1000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} \right) = 331,662 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_y = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{331,662 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}^2}{389725,613 \text{ N}} = 462,331 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan arah **X = D13-400** dan **Y = D13-400**

4.6.6.2 Tinjauan Pilar Arah Melintang/ Arah Y jembatan

Tinggi kolom *pier* $L_c = 7,00 \text{ m}$

Ukuran Penampang $B = 6,50 \text{ m}$

$$h = 1,40 \text{ m}$$

Luas Penampang $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

1. Kontrol Stabilitas Pier Akibat Pengaruh Berat Sendiri

Berat Sendiri struktur atas $P_{MS} = 4224,000 \text{ kN}$

Beban mati tambahan $P_{MA} = 520,200 \text{ kN}$

Berat *pier head* $W_h = 1261,850 \text{ kN}$

Berat Kolom *Pier* $W_c = 1592,500 \text{ kN}$

Berat total struktur atas $W_a = P_{MS} + P_{MA} = 4744,200 \text{ kN}$

Berat struktur bawah $W_b = W_h + \frac{W_c}{2} = 2058,100 \text{ kN}$

Perbandingan berat $\frac{W_b}{W_a} = 43,38\% > 20\% \text{ aman}$

2. Kontrol Pengaruh Pilar akibat Pengaruh P-Delta

Gaya aksial *ultimate* pilar $P_u = 10242,254 \text{ kN}$

Momen *ultimate* *pier* $M_u = 1478,196 \text{ kNm}$

Inersia penampang kolom $I_c = \frac{1}{12} \times B_e^3 \times h = 32,03 \text{ m}^4$

Modulus elastis beton $E_c = 25332,084 \text{ MPa}$

Lendutan $\Delta = \frac{M_u \times L_c^2}{2 \times E_c \times I_c} = 0,0001 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh P-Delta

$$M_d = P_u \times \Delta = 10242,254 \text{ kN} \times 0,0001 \text{ m} = 0,914$$

$$M_u \times 5\% = 1478,196 \text{ kNm} \times 5\% = 73,910 \text{ kNm}$$

$$M_d < 5\% M_u \text{ (Aman)}$$

3. Kontrol Stabilitas Pilar akibat Pengaruh *Buckling*

Tinggi kolom $L_c = 7,00 \text{ m}$

Inersia penampang kolom pilar $I_c = 32,039 \text{ m}^4$

Luas penampang kolom pilar $A_c = 9,1 \text{ m}^2$

Jari-jari inersia kolom *pier* $r = \sqrt{I_c / A_c} = 1,876 \text{ m}$

Faktor Panjang tekuk $K = 2$

Angka kelangsingan $\frac{KxL_c}{r} = \frac{2 \times 7,00 \text{ m}}{1,876 \text{ m}} = 7,46 < 22$

Pengaruh *Buckling* dapat diabaikan

4. Penulangan Geser kolom Pilar (Arah Y)

Gaya aksial *ultimate* $P_u = 10242,254 \text{ kN} = 10242254,35 \text{ N}$

Momen *ultimate* $M_u = 1478,196 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

Lebar ditinjau $\ell = 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}$

Faktor reduksi $\phi = 0,65$

Tinggi dinding Kolom $L_c = 7000 \text{ mm}$

Tebal dinding abutment $h = 1400 \text{ mm}$

Luas tulangan longitudinal Abutment $A_s = 17164,81 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 100 \text{ mm}$

$$V_u = \frac{M_u}{L_c} = \frac{1478196144 \text{ Nmm}}{7000 \text{ m}} = 211170,878 \text{ N} \text{ atau } 1000000,0 \text{ N}$$

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 7000 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 6392,00 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 0,2 \times f'_c \times \ell \times d = (0,2) \times 29,05 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 6392,00 \text{ mm}$$

$$V_{cmax} = 52871000 \text{ N}$$

$$\phi \times V_{cmax} = (0,65) \times 52871000 \text{ N} = 31722600 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Dengan $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 1$, $\beta_3 = 1$

$$V_{uc} = \beta_1 x \beta_1 x \beta_1 x \ell x d x \sqrt{\left(\frac{A_s x f'_c}{\ell x d}\right)}$$

$$V_{uc} = 1x1x1x1000mmx6392,0mmx \sqrt{\left(\frac{17164,81mm^2x29,05Mpa}{1000mmx6392,0mm}\right)}$$

$$V_{uc} = 2094771,586 N$$

$$V_C = V_{uc} + 0,6x\ell x d = 2094771,586 N + 0,6x1000mmx6392,0mm$$

$$V_C = 7464051,586 N \text{ atau}$$

$$V_C = 0,3x\sqrt{f'_c}x\ell x d x \sqrt{\left(1 + \frac{0,3xP_u}{\ell x d}\right)}$$

$$V_C = 0,3x\sqrt{29,05MPa}x6392,0mmx1000mmx \sqrt{\left(1 + \frac{0,3x10242254,35N}{6392,0mmx1000mm}\right)}$$

$$V_C = 16770871,311 N \text{ diambil nilai terbesar}$$

$$V_C x \phi = 16770871,311 N > V_u \text{ (hanya perlu tulangan minimum)}$$

Gaya geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga

$$V_s = \frac{V_u}{0,65} = \frac{1000000,00N}{0,65} = 1666666,7 N$$

Untuk tulangan geser digunakan besi 1-D16

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = nx \frac{3,14}{4} x D^2 x = 1x \frac{3,14}{4} x 16mm^2 x = 200,96 mm^2$$

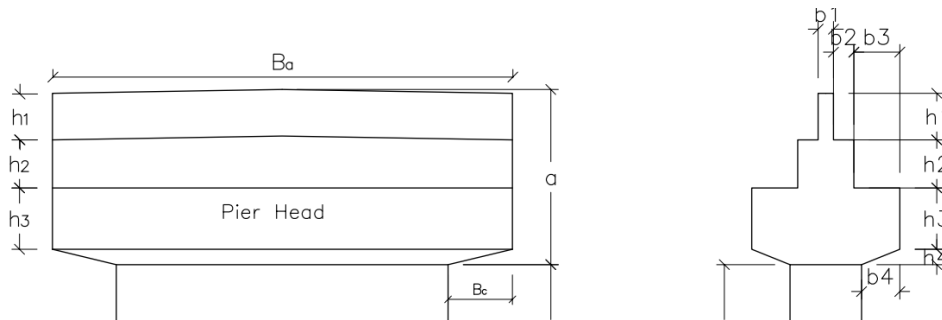
Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_y = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{200,96mm^2 x 420MPa x 1000mm^2}{1666666,7N} = 323,703 mm$$

Digunakan tulangan geser (Sengkang) **D16-200**

4.6.7 Tinjauan *Pier Head* Pilar 2 dan Penulangan

Penampang *Pier Head* ditunjukkan pada Gambar 4.60 Dan Tabel 4.144 berikut:



Gambar 4.60 Dimensi *Pier Head*

Tabel 4.144 Dimensi *Pier Head* Pilar 2

<i>Pier Head</i>			
Notasi	(m)	Notasi	(m)
b_1	0,30	h_1	0,91
b_2	0,40	h_2	0,94
b_3	0,90	h_3	1,20
b_4	0,75	h_4	0,30
B_c	1,25	a	3,35
B_a	9,00		

Lengan gaya reaksi *girder* terhadap tepi dinding pilar 1

$$x = B_c - \frac{B_a - (n - 1)xS}{2} = 1,25m - \frac{9,00m - (4 - 1)x2,2m}{2} = 0,05m$$

Momen dan Gaya geser Pada *Pier Head* ditunjukkan pada Tabel 4.145 berikut:

Tabel 4.145 Momen dan Geser *Pier Head* Pilar 2

Gaya	Faktor	$P(kN)$	$V_u(kN)$	$M_u(kNm)$
MS	1,3	4224,000	5491,200	274,560
MA	2,0	520,200	1040,400	52,020
TD	1,8	1281,560	2306,808	115,340
TP	1,8	212,400	382,320	19,116
EW	1,2	30,240	36,288	1,814
Total			9257,016	462,851

Pembesian *Pier Head* diketahui

Momen *ultimate* $M_u = 462,851kNm$

Mutu beton $f'_c = 29,05 MPa$

Mutu baja $f_y = 420 MPa$

Tinggi *Pier head* $h = a = 3300 mm$

Lebar *Pier head* $b = b_3 = 2900 mm$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 100 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 25332,08$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ Mpa}} = 0,034$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,034) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,034) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 8,490$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 3350 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 3234 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 578563500 \text{ Nmm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,19$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)}\right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,190) / (0,85 \times 29,05 \text{ MPa})}\right) = 0,00005$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,00333$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = (0,0033) \times 2900 \text{ mm} \times 3234 \text{ mm} = 31262 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D32

jumlah tulangan yang diperlukan

$$n_{tul} = \frac{A_s}{\left(\frac{3,14}{4} \times D^2\right)} = \frac{14013,00 \text{ mm}^2}{\frac{3,14}{4} \times 32^2} = 38,89 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan **40-D32**

Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 9257016,00 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (\sqrt{f'_c}) \times \ell \times d = 8424804,494 \text{ N}$$

$V_c \times \phi = 5054882,697 \text{ N} > V_u = \text{perlu tulangan geser}$

$$\phi \times V_s = V_u - V_c \times \phi = 4202133,303 \text{ N}$$

$$V_s = 7003555,506 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang 6D25

Luas tulangan geser

$$A_v = \frac{3,14}{4} \times D^2 \times n = \frac{3,14}{4} \times 25 \text{ mm}^2 \times 6 = 2943,75 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2943,75 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 3234 \text{ mm}^2}{7003555,506 \text{ N}} = 570,95$$

Digunakan tulangan D25-400

4.6.8 Tinjauan *Pilecap* Pilar 2 dan Penulangan

Data Material

Mutu beton $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

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

$$E_c = 25332,084 \text{ MPa}$$

$$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Data tanah pada *Spun Pile* (Data diperoleh dari PT. Virama Karya)

Berat Volume $W_s = 14,21 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek tanah $\phi = 11,0^\circ$

Kohesi $C = 23,34 \text{ kPa}$

Dimensi *pile cap*

Lebar arah X $B_x = 6,20 \text{ m}$

Lebar arah Y $B_y = 9,00 \text{ m}$

Tebal kolom $h_7 = 1,40 \text{ m}$

Tebal *pilecap* $h_p = 1,30 \text{ m}$

$$h_t = 1,70 \text{ m}$$

Dimensi *Spun Pile*

Diameter *Spun Pile* $D = 0,6 m$

Tebal kulit *Spun Pile* $t = 0,1 m$

Panjang tertanam $L_S = 26,0 m$

Jarak pusat *Spun pile* terluar ke luar sisi *Pilecap* $a = 1 m$

Data Susunan *Spun Pile*

Jumlah baris *Spun Pile* arah X $n_x = 4 \text{ buah}$

Jumlah baris *Spun Pile* arah Y $n_y = 6 \text{ buah}$

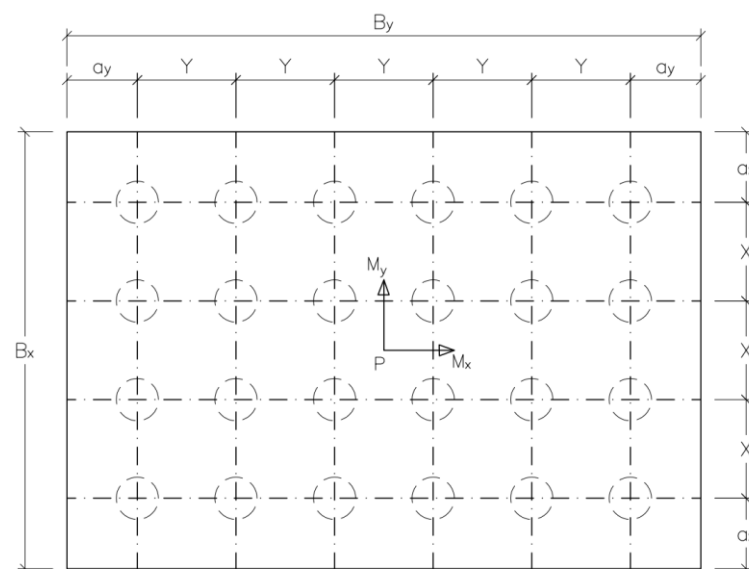
Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah X $a_x = 1,0 m$

Jarak pusat tiang terluar ke sisi luar arah Y $a_y = 1,0 m$

Jarak antara *Spun* ke arah X $X = 1,4m$

Jarak antara *Spun* ke arah Y $Y = 1,4 m$

Spun Pile didesain sesuai dengan Gambar 4.61 berikut:



Gambar 4.61 Perletakan *Pilecap*

4.6.8.1 Tahanan Aksial *Spun Pile*

Setelah melalui Analisis didapat nilai terkecil menggunakan metode MeyerHoff

Analisisnya sebagai berikut

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dari nilai N hasil pengujian

$$q_{ult} = 40 \times N'$$

Nilai NSPT ketukan terakhir = 46 pukulan

$$\text{Nilai SPT terkoreksi } N' = 15 + \frac{1}{2} \times (N - 15) = 30,5$$

Diameter *Spun Pile* $D = 0,6 \text{ m}$

Panjang *Spun Pile* $L_s = 26,0 \text{ m}$

Luas dasar *Spun Pile* $A_b = \frac{3,14}{4} \times D^2 = 0,282 \text{ m}^2$

$q_{ult} = 40 \times N' = 40 \times 30,50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1220,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 12200,0 \text{ kN/m}^2$

Kapasitas daya dukung nominal *Spun pile*

$P_u = q_{ult} \times A_b = 12200,0 \text{ kNm}^2 \times 0,285 \text{ m}^2 = 3447,72 \text{ kN}$

$P = P_u \times SF = 1723,86 \text{ kN}$

Diambil daya dukung ijin Aksial

$P_{ijin} = P \times \phi = 1723,86 \text{ kN} \times 0,6 = 1034,316 \text{ kN}$

4.6.8.2 Tahanan Lateral *Spun Pile*

Tahanan lateral menggunakan metode Brich Hansen

Kuat lentur beton *Spun Pile*

$f_b = 0,40 \times f_c = 0,40 \times 41500 \text{ kPa} = 16600 \text{ kN/m}^2$

Tahanan momen $W = \frac{I_c}{\frac{D}{2}} = \frac{0,00628 \text{ m}^4}{\frac{0,6 \text{ m}}{2}} = 0,0209 \text{ m}^3$

Momen maksimum $M_y = f_b \times W = 347,49 \text{ kNm}$

Kohesi rata raya $C = 23,343 \text{ kN/m}^2$

Didapat nilai H_n melalui persamaan berikut

Persamaan 1 $f = H_n \times 0,00793$

Persamaan 2 $g = 25,1 - 0,00793 H_n$

$$g^2 = 0,0000629 \times (H_n)^2 - 0,39825 \times H_n + 630,01$$

$$\frac{9}{4} \times D \times C_u = \frac{9}{4} \times 0,60 \text{ m} \times 23,343 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 31,512$$

Persamaan 3 $M_y = H_n \times (1,1 + 0,00396 H_n)$

$$M_y = 0,00396 \times (H_n)^2 + 1,1 \times H_n$$

Persamaan 4 $M_y = 0,00198 \times (H_n)^2 + (-12,55) \times H_n + 19853,42$

$$0 = 0,00198 \times (H_n)^2 + 13,65 \times H_n \pm 19853,42$$

Dari persamaan kuadrat tersebut diperoleh tahanan lateral nominal

$H_n = 1233,416 \text{ kN}$

$f = 9,785 \text{ m}$

$$M_{max} = H_n * (e + 1,5xD + 0,5xf) = 7391,259 \text{ kNm}$$

Dari persamaan kuadrat ke tiga diperoleh

$$H_u = 188,186 \text{ kN}$$

Dengan angka keamanan $SF = 1,2$

$$\text{Daya dukung lateral tiang pancang } H_{ijin} = H_u/1,2 = 156,821 \text{ kN}$$

Analisa fondasi ditunjukkan Pada Tabel 4.146 berikut:

Tabel 4.146 Analisa fondasi Pilar 2

Jumlah <i>Spun pile</i>			n	15	Buah		
X	Jarak(m)		(m)	Y	Jarak(m)		(m)
X_1	2,1	X_1^2	52,92	Y_1	3,5	Y_1^2	98,00
X_2	0,7	X_2^2	5,88	Y_2	2,1	Y_2^2	35,28
				Y_3	0,7	Y_3^2	3,92
Total X^2			58,8	Total Y^2			137,20

4.6.8.3 Tinjauan Aksial dan Lateral Pilar 2

1. Gaya Aksial terhadap beban Arah X

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu *Spun Pile*

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x x X_{max}}{X^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.147 berikut:

Tabel 4.147 Gaya aksial Arah X Pilar 2

Kombinasi	P (kN)	M_x (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	10909,430	5950,000	667,060	242,060
Kombinasi 2	10909,430	1750,000	517,060	392,060
Kombinasi 3	9415,470	12519,302	839,429	-54,807
Kombinasi 4	10909,430	7700,000	729,560	179,560

2. Gaya Aksial terhadap beban arah Y

Gaya Aksial maksimum dan minimum yang diterima satu *Spun Pile*

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - \frac{M_y x Y_{max}}{Y^2}$$

Gaya aksial maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.148 berikut:

Tabel 4.148 Gaya aksial Arah Y

Kombinasi	P (kN)	M_y (kNm)	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)
Kombinasi 1	10909,430	0,000	454,560	454,560
Kombinasi 2	10909,430	3500,000	543,845	365,274
Kombinasi 3	9415,470	12519,302	711,681	72,941
Kombinasi 4	10909,430	3500,000	543,845	365,274

3. Gaya Lateral Pada *Spun Pile*

Gaya Lateral maksimum dan minimum ditunjukkan pada Tabel 4.149 berikut:

Tabel 4.149 Gaya lateral Pilar 2

Kombinasi	T_x (kN)	T_y (kN)	T_{max} (kN)	T_{min} (kN)
Kombinasi 1	500,000	0,000	500,000	20,833
Kombinasi 2	500,000	1000,000	1118,034	46,585
Kombinasi 3	1478,196	1478,196	2090,485	87,104
Kombinasi 4	1000,000	1000,000	1414,214	58,926

4.6.8.4 Kontrol Daya dukung ijin Tiang Pancang

1. Daya dukung Ijin Aksial arah X

Daya dukung ijin Aksial arah X ditunjukkan pada Tabel 4.150 berikut:

Tabel 4.150 Daya dukung ijin Aksial arah X Pilar 2

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	667,060	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	517,060	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	839,429	1551,474	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	729,560	1551,474	AMAN

4. Daya dukung Ijin Aksial arah Y

Daya dukung ijin Aksial arah Y ditunjukkan pada Tabel 4.151 berikut:

Tabel 4.151 Daya dukung ijin Lateral arah X

Kombinasi	P_{ijin}	P_{max} (kN)	P_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	454,560	1034,316	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	543,845	1292,895	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	711,681	1551,474	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	543,845	1551,474	AMAN

5. Daya dukung Lateral

Daya dukung ijin Lateral ditunjukkan pada Tabel 4.152 berikut:

Tabel 4.152 Daya dukung ijin Lateral Pilar 2

Kombinasi	H_{ijin}	H_{max} (kN)	H_{ijin} (kN)	Keterangan
Kombinasi 1	100,00%	20,833	156,822	AMAN
Kombinasi 2	125,00%	46,585	196,027	AMAN
Kombinasi 3	150,00%	87,104	235,233	AMAN
Kombinasi 4	150,00%	58,926	235,233	AMAN

4.6.8.5 Pembesian *Pilecap*

Gaya *ultimate* maksimum rencana diambil di antara Kombinasi tertinggi dan jatuh pada Kombinasi 1 (Kuat 1) dengan besar

$$P_{umax} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \times X_{max}}{X^2} = \frac{15293,378kN}{24} + \frac{10710,00Nm \times 1,4m}{58,8m} = 1892,22kN$$

Momen dan geser *ultimate Pilecap*

$$W_1 = 2,40 \text{ m} \times 1,30 \text{ m} \times 9,00 \text{ M} \times 25 \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 702,00 \text{ kN}$$

$$W_2 = 2,40 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 9,00 \text{ M} \times 25 \left(\frac{kN}{m^3} \right) \times 0,5 = 108,00 \text{ kN}$$

$$M_s = y \times W_s = 928,80 \text{ kNm}$$

Faktor beban *ultimate* $K = 1,3$

$$\text{Momen } ultimate \ M_{us} = K \times M_s = 1207,44 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser } ultimate \ W_{us} = K \times W_s = 1053 \text{ kN}$$

Tebal Kolom $L_c = 1,4 \text{ m}$

$$M_p = n_y \times P_{max} \times X_p = 6 \times 892,224 \text{ kN} \times 1,4 \text{ m} = 7496,682 \text{ kNm}$$

Momen *ultimate* rencana *pilecap*

$$M_{ur} = M_p - M_{us} = 7494,682 \text{ kNm} - 1207,44 \text{ kNm} = 6287,242 \text{ kNm}$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$M_u = M_{ur} / B_y = 698,582 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pilecap*

$$V_{ur} = n_y \times P_{umax} - W_{us} = 4300,345 \text{ kN}$$

Momen *ultimate* per meter lebar

$$V_u = V_{ur} / B_y = 477,816 \text{ kN}$$

1. Tulangan Lentur *Pilecap*

$$\text{Momen } ultimate \quad M_u = 698,582 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} \quad f'_c = 29,05 \text{ MPa}$$

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

Tebal beton $h = 1700 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi $d' = 100 \text{ mm}$

Modulus elastis baja $E_s = 200000$

Faktor reduksi $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \times 600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times \left(\frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) \times 600}{600 + 420 \text{ MPa}} = 0,029$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f'_c))$$

$$R_{max} = (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{(0,5) \times (0,75) \times (0,029) \times 420 \text{ MPa}}{(0,85) \times 29,05 \text{ MPa}}\right)$$

$$R_{max} = 7,523$$

Faktor reduksi tulangan lentur $\phi = 0,8$

Tebal efektif

$$d = h - d' - \frac{D}{2} = 1700 \text{ mm} - 100 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 1587,5 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana } M_n = \frac{M_u}{\phi} = 873,228 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen } R_n = \frac{M_n \times 10^{-6}}{\ell \times d^2} = 0,346$$

$$R_n < R_{mak} \text{ (Ok)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f'_c)}\right)$$

$$\rho = 0,85 \times \frac{29,05 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,246) / (0,85 \times 29,05 \text{ MPa})}\right) = 0,0008$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho = 0,00012$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times \ell \times d = (0,0012) \times 1000 \text{ mm} \times 1587,5 \text{ mm} = 1889,881 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D25

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 25mm^2 x 1000mm}{1889,88mm^2} = 259,606 mm$$

Sehingga digunakan tulangan **D25-200**

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$A_{sbg} = \frac{1}{2} x A_s = 944,940 mm^2$$

Diameter tulangan yang diperlukan D19

Jarak tulaangan yang diperlukan

$$S_{tul} = \frac{\frac{3,14}{4} x D^2 x \ell}{A_s} = \frac{\frac{3,14}{4} x 19mm^2 x 1000mm}{944,940 mm^2} = 299,897 mm$$

Sehingga digunakan tulangan **D19-200**

2. Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate* $V_u = 477816 N$

$$V_c = \frac{1}{6} x (\sqrt{f_c'}) x \ell x d = 1426052,624 N$$

$V_c x \phi = 855631,574 N > V_u = \text{perlu tulangan geser minimum}$

$$V_s = \frac{V_u}{2} = 238908,032N$$

Untuk tulangan geser digunakan besi D13-400 mm (untuk arah $s_y = 400mm$)

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{3,14}{4} x D^2 x \left(\frac{\ell}{S_y}\right) = \frac{3,14}{4} x 13mm^2 x \left(\frac{1000mm}{400mm}\right) = 331,662 mm^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$S_x = \frac{A_{sv} x f_y x d}{V_s} = \frac{331,662mm^2 x 420MPa x 1000mm^2}{238908,032N} = 625,61 mm$$

Digunakan tulangan **D13-400** (arah X) dan **D13-400** (arah Y)

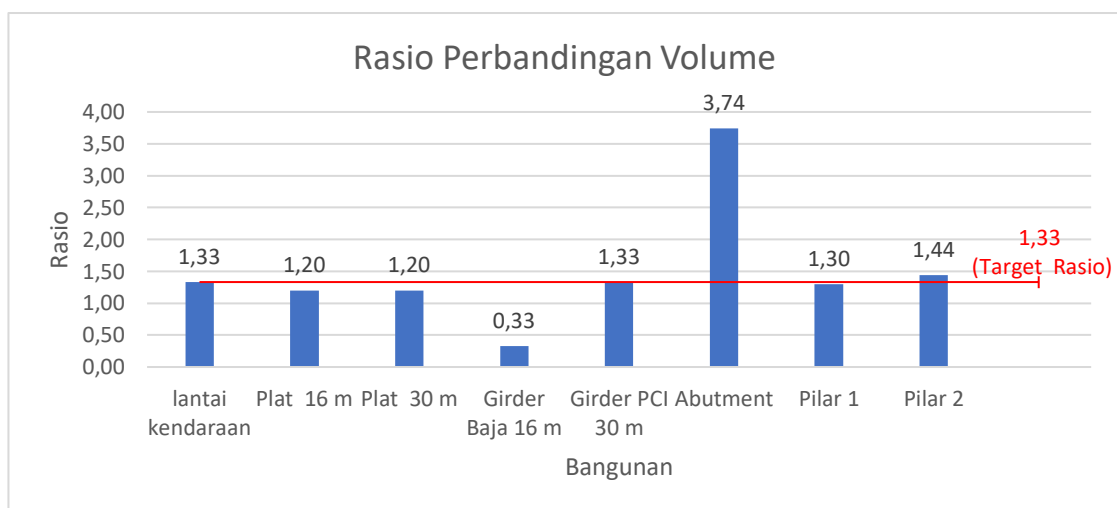
Semua hasil Desain Akan dilampirkan.

4.7 Evaluasi Hasil Desain Ulang

Setelah diketahui hasil Desain ulang dibuat perbandingan Volume antara hasil Eksisting dan Desain ulang yang ditunjukkan Pada Tabel 4.153 dan *bar chart Rasio* pada Gambar 4.62 berikut:

Tabel 4.153 Perbandingan Rasio Volume Eksisting dan Desain Ulang

Jenis Bangunan	Eksisting				Desain ulang				Rasio (1:_)
	b (m)	t (m)	L (m)	V (m ³)	b (m)	t (m)	L (m)	V (m ³)	
Lantai kendaraan	4,5				6				1,33
Plat 16 m	7,5	0,25	16,0	30,0	9	0,25	16,0	36,0	1,20
Plat 30 m	7,5	0,25	30,0	56,2	9	0,25	30,0	67,5	1,20
	Jumlah pcs	A (m ²)	L (m)	V (m ³)	Jumlah pcs	A (m ²)	L (m)	V (m ³)	
Girder 16m	1	0,328	16,0	5,25	1	0,027	16,0	0,43	0,33
Girder 30m	3	0,673	30,0	60,57	4	0,673	30,0	80,76	1,33
Abutment				56,39				211,05	3,74
Pilar 1				153,78				199,82	1,30
Pilar 2				134,31				193,48	1,44



Gambar: 4.62 Bar chart Rasio Perbandingan Eksisting dan desain ulang

Evaluasi Perbandingan Eksisting dan desain ulang dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Terdapat rasio lantai kendaraan yang awalnya 4,5 m menjadi 6,0 m sehingga memiliki rasio 1,33 yang artinya rasio bangunan lain harus memiliki nilai rasio mendekati 1,33 untuk dianggap efisien.
2. Dari Tabel 4.153 dan Gambar 4.62 disimpulkan pada Plat lantai 16 m, plat lantai 30 m, *Girder PCI* 30m Pilar 1 dan Pilar 2 memiliki nilai Rasio Yang mendekati 1:1,2 sehingga dianggap efisien.
3. Sedangkan Pada *Girder* Baja tidak dapat dibandingkan Rasio karena perbedaan material konstruksinya, dan Pada Abutment memiliki Rasio yang tinggi dari pada rasio pelebaran jalan, ini disebabkan perubahan desain Abutment yang awalnya desain Katak (Abutment Pendek) Menjadi Abutment T yang disarankan menanam *Pilecap* Pada Tanah *OGL*.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan pembahasan, dapat didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Akibat dari peningkatan kelas jalan maka terjadi perubahan lebar lantai kendaraan menjadi 6 meter dengan rasio 1,33, perubahan konfigurasi *girder* menjadi 4 *girder PCI* dengan rasio 1,33 dan baja WF dengan rasio 0,33 .
2. Akibat Peningkatan kelas jalan menghasilkan rasio pembesaran Abutment 3,74 untuk pilar 1 dan pilar 2 menghasilkan rasio 1,30 dan 1,44
3. Hasil desain ulang akibat perubahan kelas jalan disimpulkan bahwa *girder PCI*, *girder* baja WF, dan pilar 1 memiliki rasio dibawah rasio standar, kecuali untuk rasio struktur pilar 2

5.2 Saran

Pada hasil redesain struktur *overpass* jalan kabupaten STA 130+037 pada jalan tol Rengat - Pekanbaru. Terdapat beberapa saran yang meliputi:

1. Perencanaan pada tebal plat lantai dapat diperkecil menjadi 20 cm, sesuai dengan standar plat lantai *overpass* jalan Provinsi.
2. Pada *girder* baja tidak harus menggunakan WF 800x300x14x26 dapat dicoba WF yang lebih kecil.
3. Pada bangunan bawah dapat dianalisis lagi untuk mendapatkan desain yang lebih efisien.
4. Analisa dapat menggunakan *software* yang lain.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, *Kriteria Perencanaan Jembatan dan Pembebanan Jembatan*
- Ariadne A.W.A dan Haryanto D, 2017. *Modifikasi Desain Jembatan Kelenteng Pada Ruas Jalan tol Solo-Ngawi STA 46+146 dengan Menggunakan Balak Konvensional*. Institute Teknologi Sepuluh November 2017
- Aspaliza Nur, Pulu Julawa I, dan Armada, 2018. *Perencanaan Struktur Atas Komposit Sungai Nipah Desa Darul Aman Kecamatan Rupal*. Jurnal Gradasi Teknik Sipil Volume 2. No 2, 2018
- Badan Standardisasi Nasional, *SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan*, Jakarta
- Badan Standardisasi Nasional, , *RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk jembatan*. Jakarta
- Badan Standardisasi Nasional, , *RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk jembatan*. Jakarta
- Bappeda KaltimProv, 2020. *HK lanjutkan Pembangunan Tol Trans Sumatra Sepanjang 2.765 Km*.
- Batubara S., dan Simatupang L, 2018. *Perencanaan Jembatan Beton Prategang Dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI)*. Jurnal Rekayasa Kontruksi Mekanika sipil. Vol 1 No 2, Agustus 2018 ISSN 2614-5707.
- Hanalip H, dan Handono B.D, 2018. *Perencanaan Balok Girder Profil I pada jembatan Prestressed Dengan Variasi Bentang*. Jurnal Sipil Statik vol 6 no. 2 Februari 2018
- Inaray , 2017. *Perencanaan Lantai Kendaraan*. Departemen Teknik Sipil
- Ir Ilham Noer M, MT, 2008. *Analisa Jembatan Sranndakan Kulon Progi D.I*. Yogyakarta. Yogyakarta

Kementrian PUPR Direktorat Jendral Bina Marga Direktorat Bina Teknik Jalan dan Jembatan, 2021. *Surat Edaran 06/SE/Db/2021 Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan*. Jakarta

Kementrian PUPR Direktorat Jendral Bina Marga Direktorat Bina Teknik Jalan dan Jembatan. *Standar Jembatan Gelagar Komposit Bentang Jembatan 8m -20m*. Jakarta

Kementrian PUPR No 05/PRT/M/2015, 2015 tentang pedoman umum implementasi konstruksi berkelanjutan pada penyelenggaraan infrastruktur bidang pekerjaan umum dan pemukiman.

Nawy Edward G.2001 *Beton prategang: suatu pendekatan mendasar Ed 3*. Jil 1 diterjemahkan oleh : Bambang suryaatmojo. Jakarta: Erlangga

Rafid Edo D, 2020. *Perancangan Struktur Atas Jembatan Beton Prategang – Girder STA 17+200 Gondanglegi 2 pada Pembangunan Jalan Tol Kediri – Kertosono*. Jombang

Setiawan Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Erlangga. Jakarta

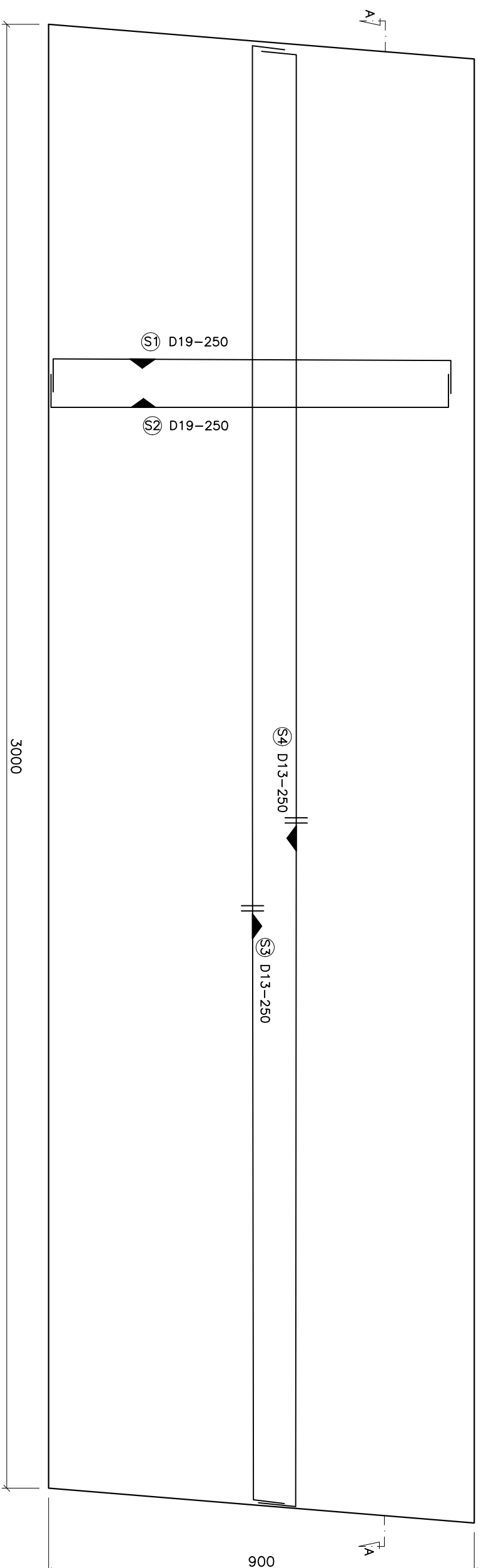
Thamrin Nasution, 2012 *modul kuliah baja jembatan II*

Tumpu Miswar dan Rangan P.R., 2020. *Struktur Beton Prategang Teori dan prinsip desain*. Makassar

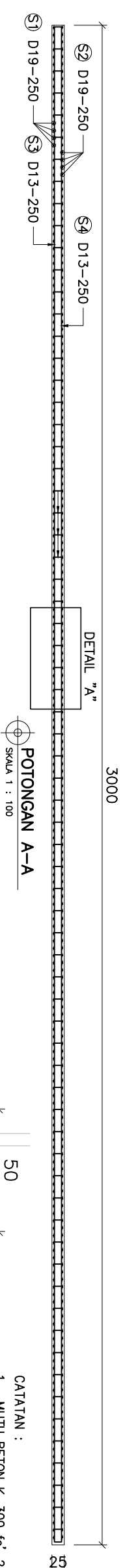
LAMPIRAN SKRIPSI
STRUKTUR OVERPASS JI PROVINSI
(STA 130+037)



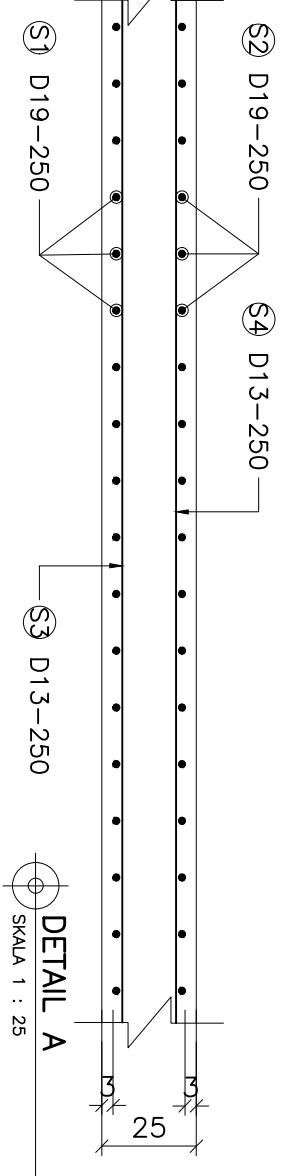
STUDI KASUS TOL RENGAT - PEKANBARU



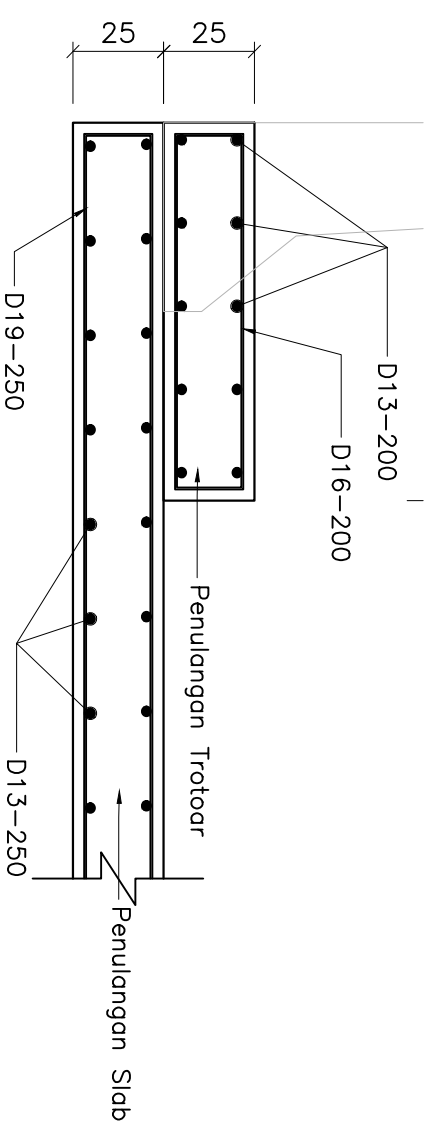
TYPICAL PLAT LANTAI
SKALA 1 : 100



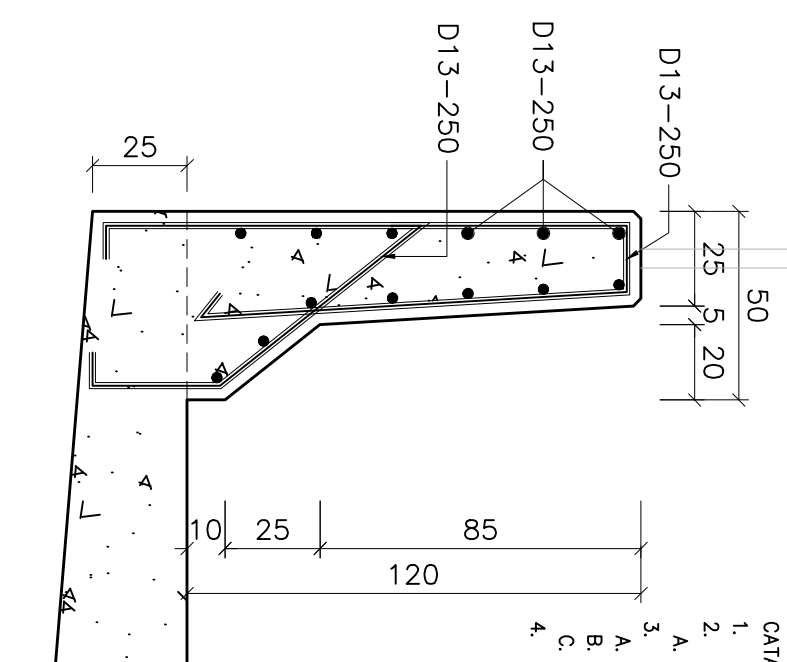
POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



DETAIL A
SKALA 1 : 25



PENULANGAN TROTOAR
SKALA 1 : 25

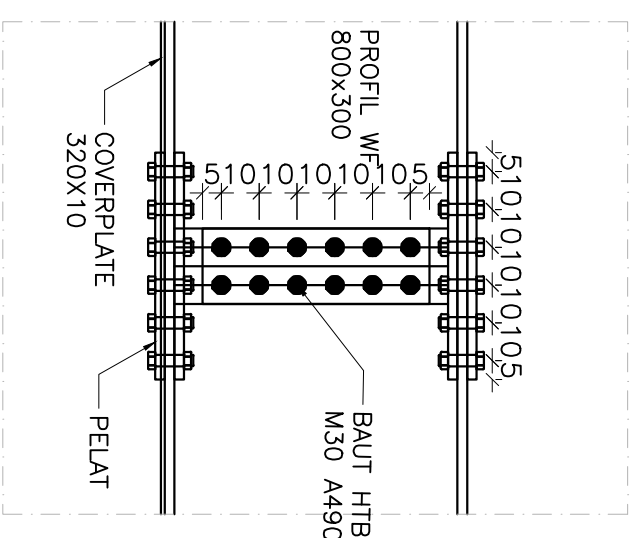
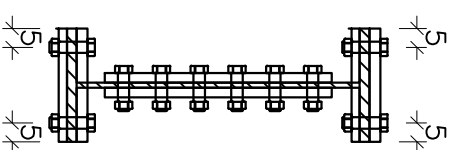


PENULANGAN PARAPET
SKALA 1 : 25

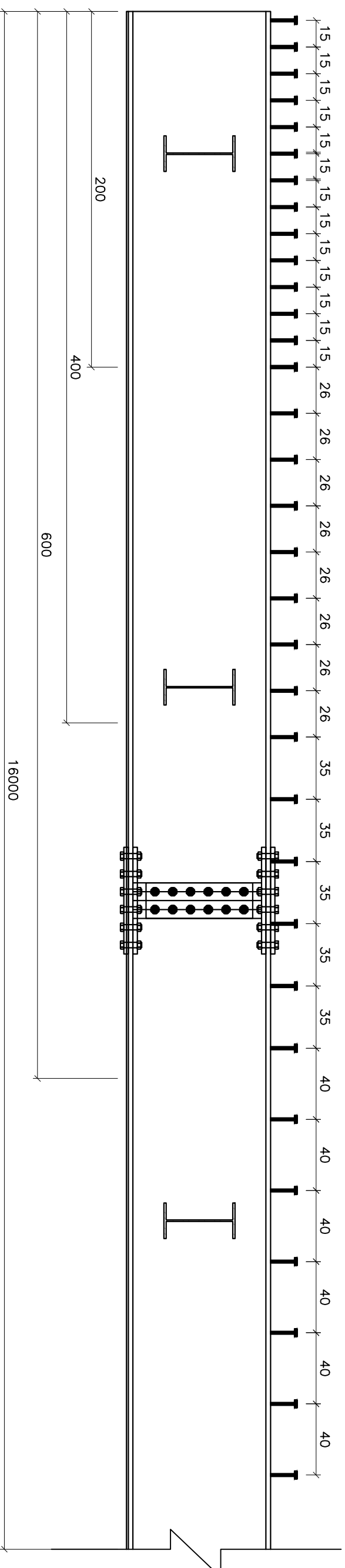
- CATATAN :
- MUTU BETON K-300 ($f_c = 24,9$ Mpa)
 - MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 420B ($f_y = 420$ MPa); SLAB, TROTOAR PARAPET
 - SELUMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAPHRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM CENTIMETER KECUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



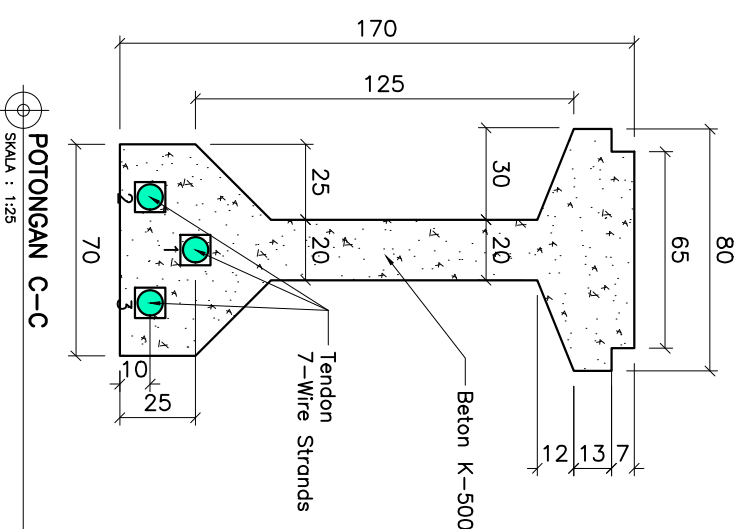
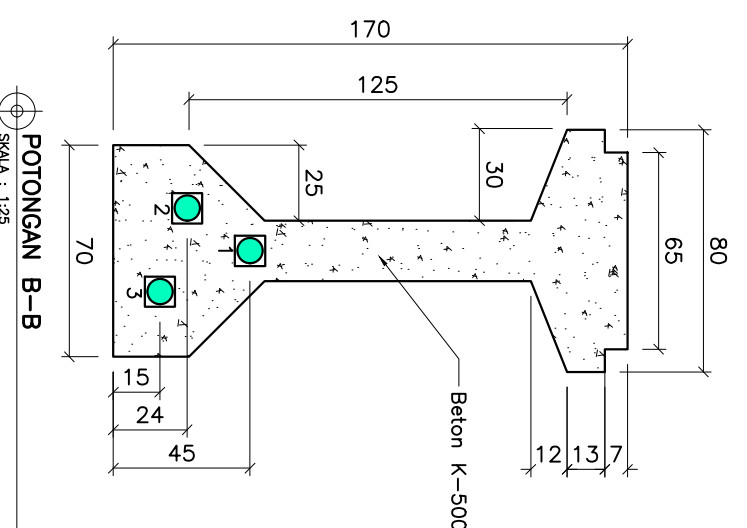
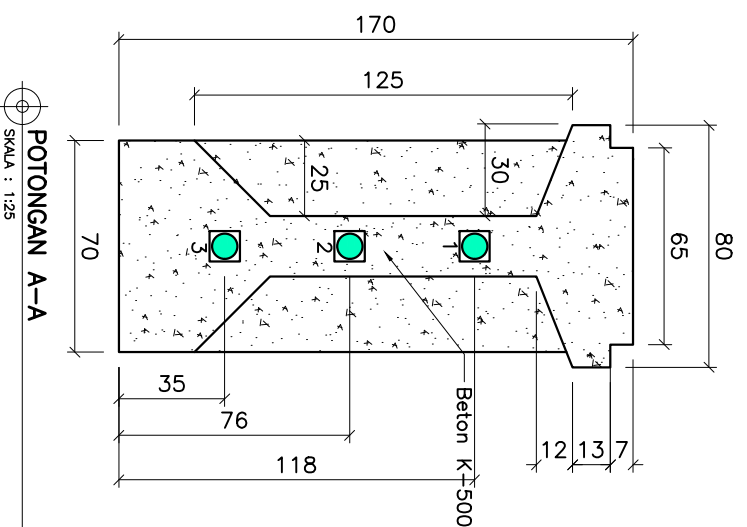
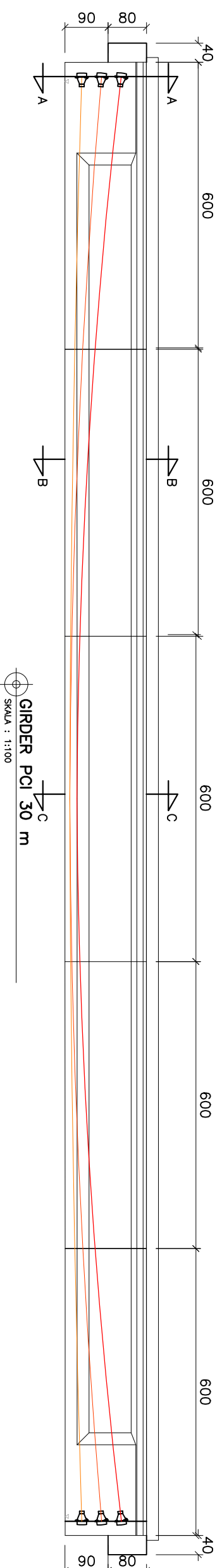
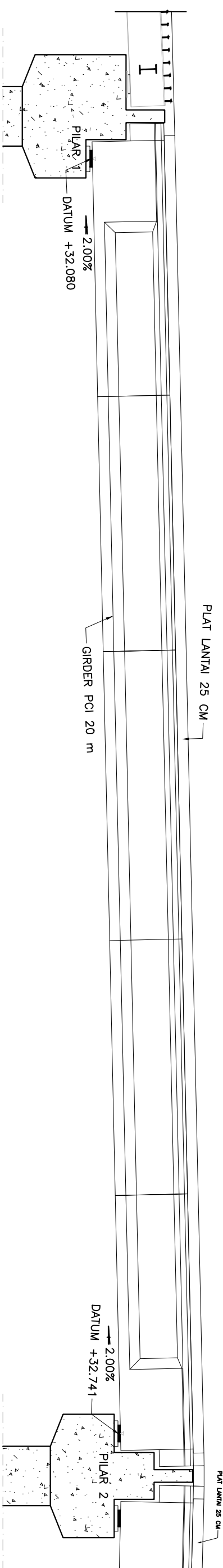
- CATATAN :
- MUTU BETON K-300, $f_c' = 24,90$ Mpa
 - MUTU BAJA PROFIL WF:
 - f_y 420 MPa $f_u = 410$ MPa
 - SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAPHRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM CENTIMETER KECEUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



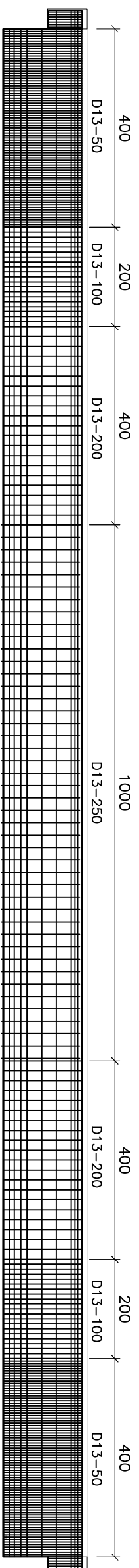
DETAIL A
SKALA : 1:25



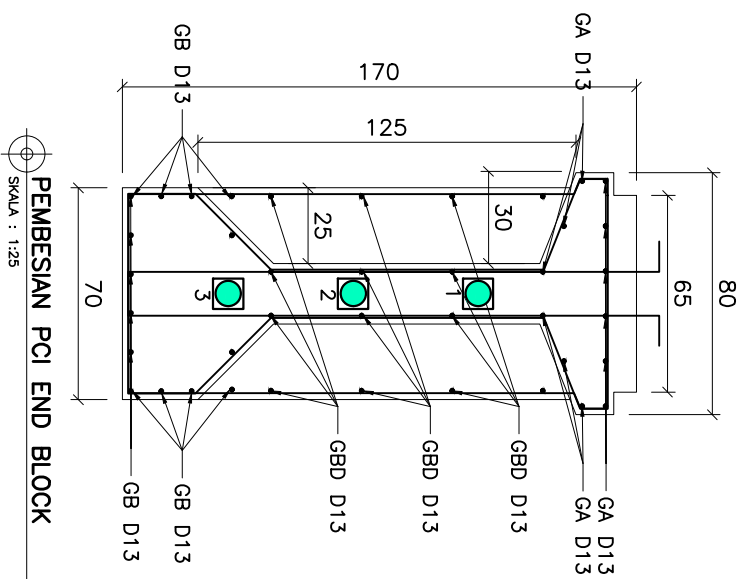
SHEAR CONNECTOR BAJA
SKALA : 1:25



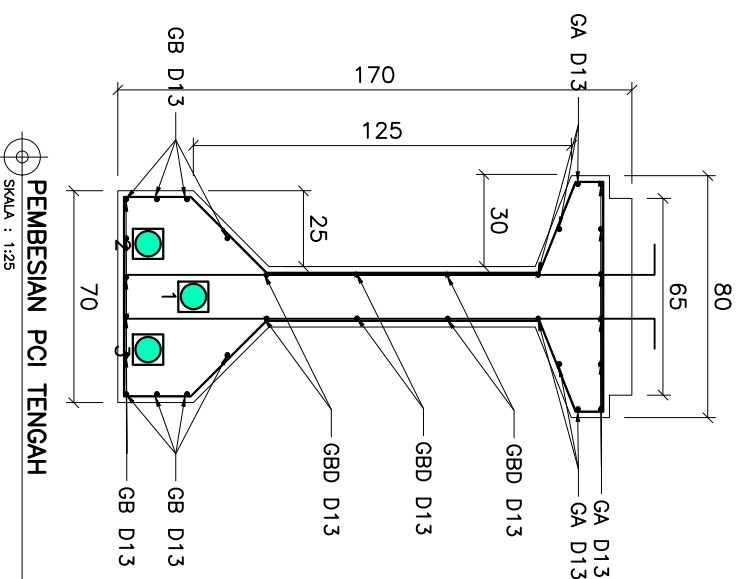
- CATATAN :
- MUTU BETON K-500 $f_c' = 41,50$ Mpa
 - MUTU BAJA TULANGAN:
 - JENIS STRAND : STRAND 7 WIRE STRANDS ASTM A-416, GRADE 270, DIAMETER 12,7mm
 - SELMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KECEKAL BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



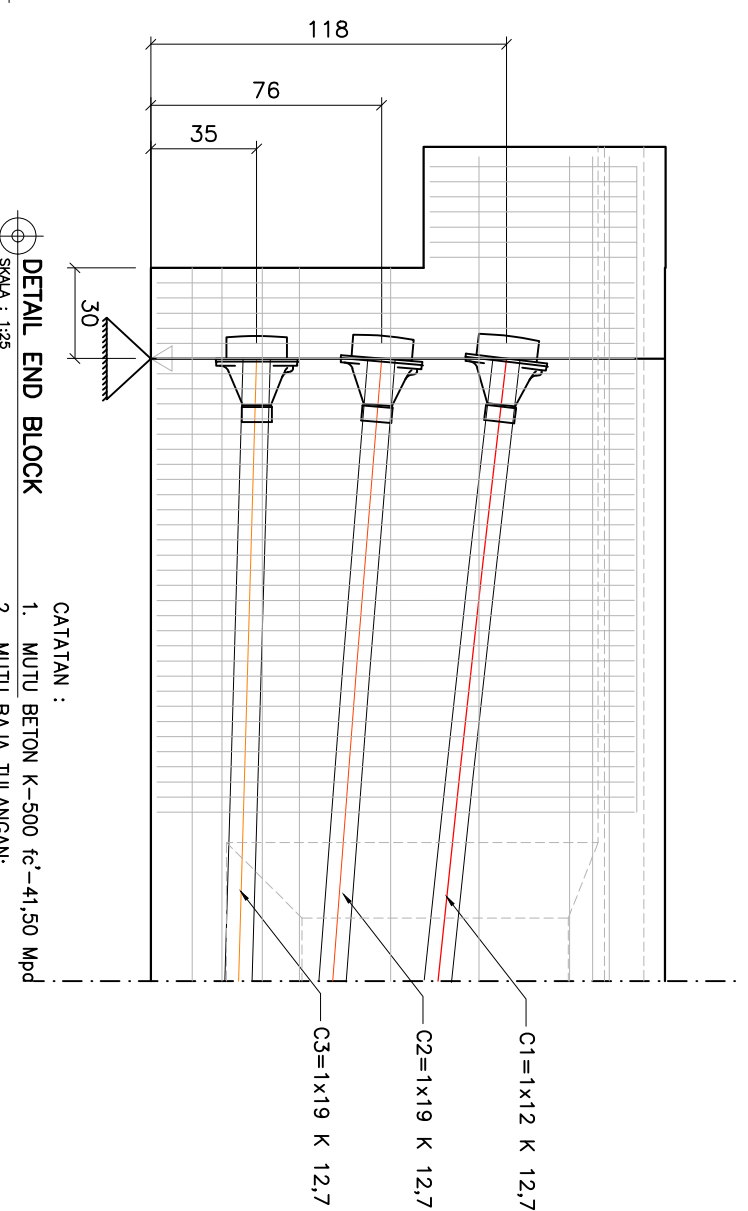
PEMBESIAN SENGKANG
SKALA : 1:100



PEMBESIAN PCI END BLOCK
SKALA : 1:25



PEMBESIAN PCI TENGAH
SKALA : 1:25



DETAIL END BLOCK
SKALA : 1:25

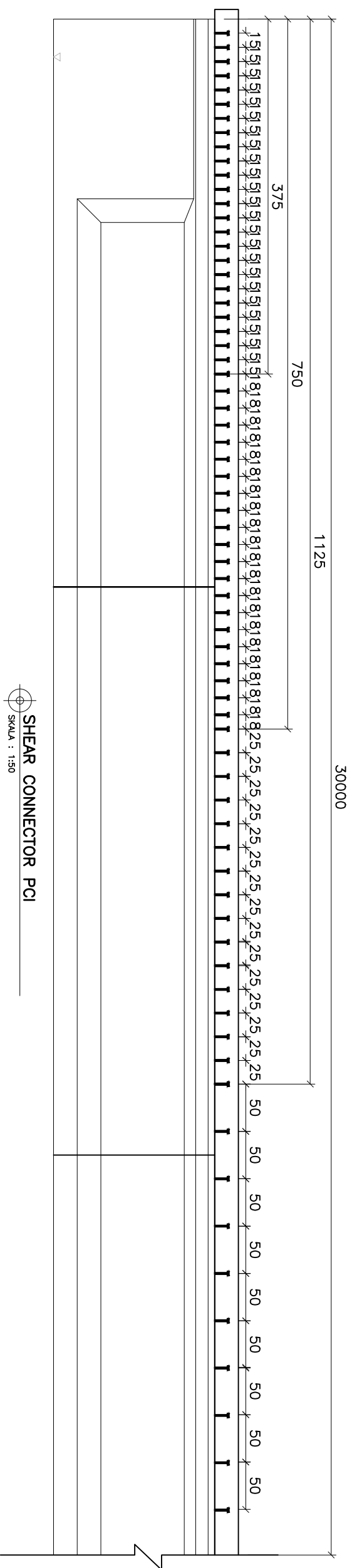
CATATAN :

- MUTU BETON K-500 $f_c' = 41,50$ Mpd
- MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 420B (f_y 420 MPa): KOLOM
 - JENIS STRAND : STRAND 7 WIRE STRANDS ASTM A-416, GRADE 270, DIAMETER 12,7mm
 - SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
- SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KECUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



MALIASWA	DOSIS PEMBIMBING
MUHAMMATAJUNGRHO DRAFTER	Dr. Ir. IDRUS MALIAS, M.Sc. PEMBIMBING 1
	Ir. SYAIBU T. M.Sc., Eng., PhD PEMBIMBING 2

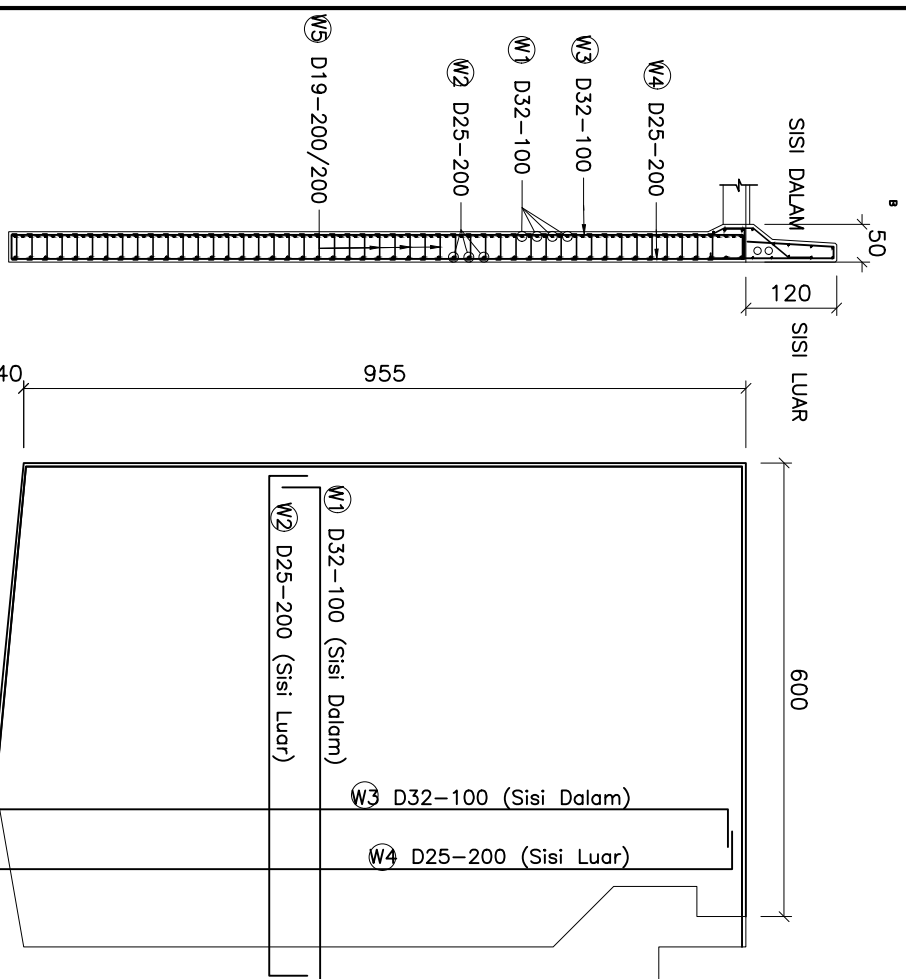
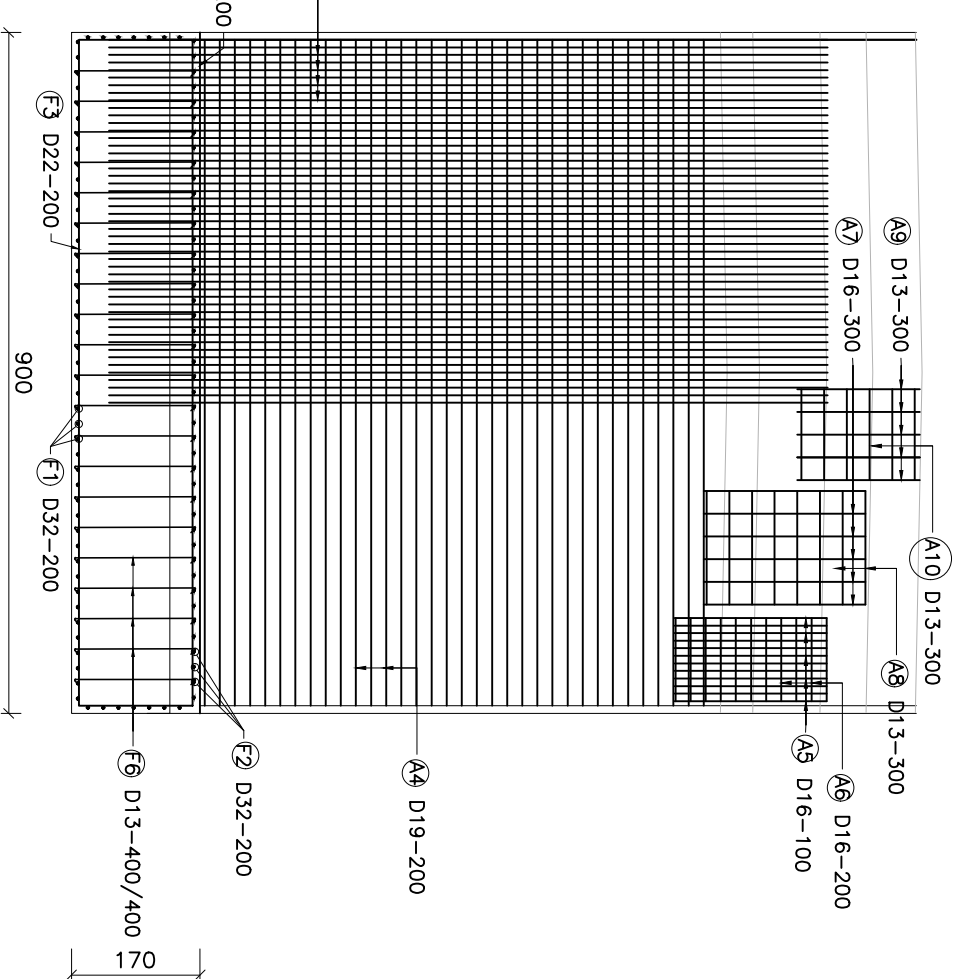
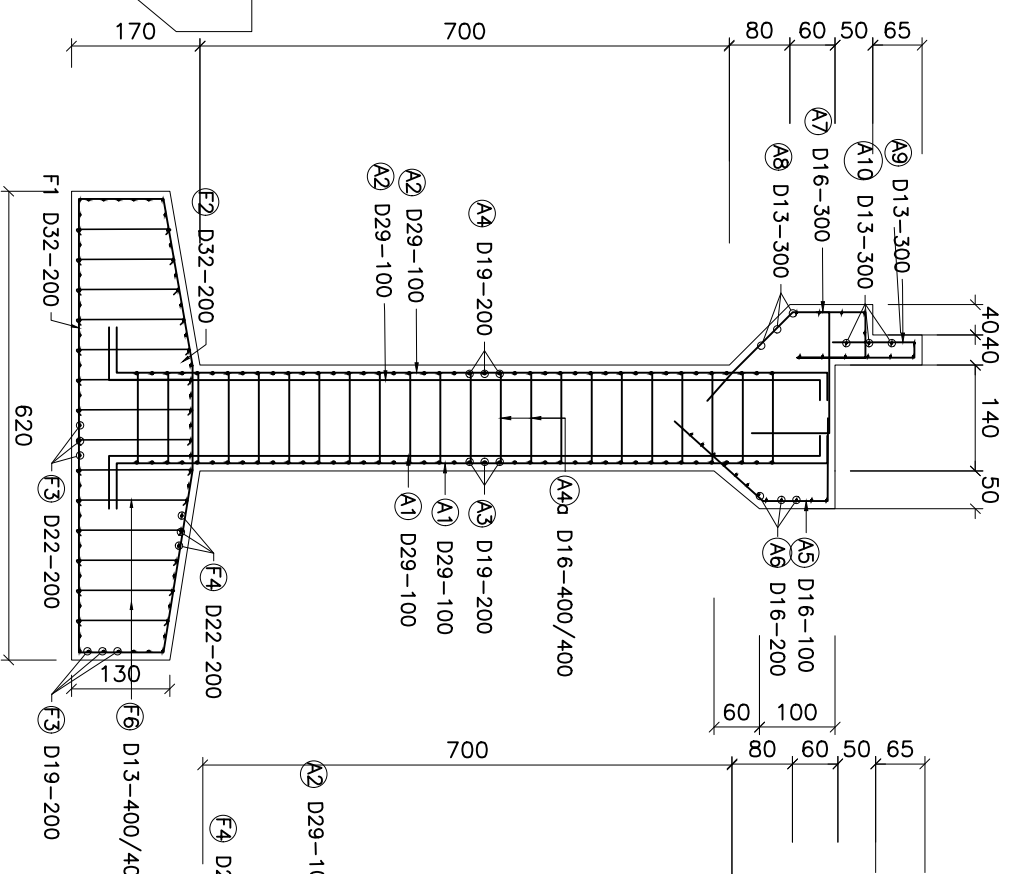
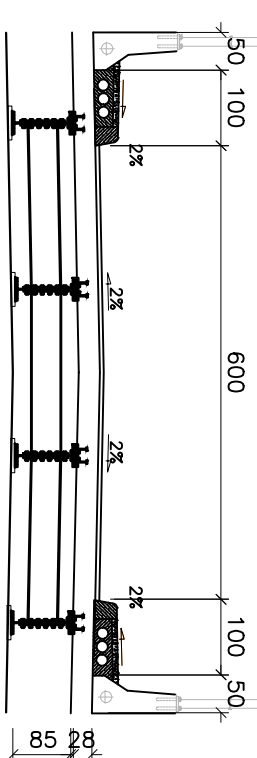
NO. GAMBAR :	REV :	TGL :	KETERANGAN :	TTD :
5a : 11	0	...	FIRST ISSUE	
SKALA :				
1 : 50				



SHEAR CONNECTOR PCI
SKALA : 1:50

CATATAN :

1. MUTU BETON K-500 $f_c' = 41,50$ Mpa
2. MUTU BAJA TULANGAN:
 - A. BJTD 420B (f_y 420 MPa): KOLOM
 3. JENIS STRAND : STRAND 7 WIRE STRANDS ASTM A-416, GRADE 270, DIAMETER 12,7mm
4. SELIMUT BETON:
 - A. TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - B. TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - C. UNTUK PILECAP 10cm
5. SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KECUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



PENUNJANG WINGWALL
SKALA : 1 : 100

PENUNJANG ABUTMENT
SKALA : 1 : 100

PENUNJANG MELINTANG ABUTMENT
SKALA : 1 : 100

- CATATAN :
1. MUTU BETON K-350 $f_c' = 29,05$ Mpa
 2. MUTU BAJA TULANGAN:
 - A. BJTD 420B ($f_y = 420$ MPa); KOLOM
 3. SELIMUT BETON:
 - A. TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - B. TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - C. UNTUK PILECAP 10cm
 4. SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KECEKAL BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN

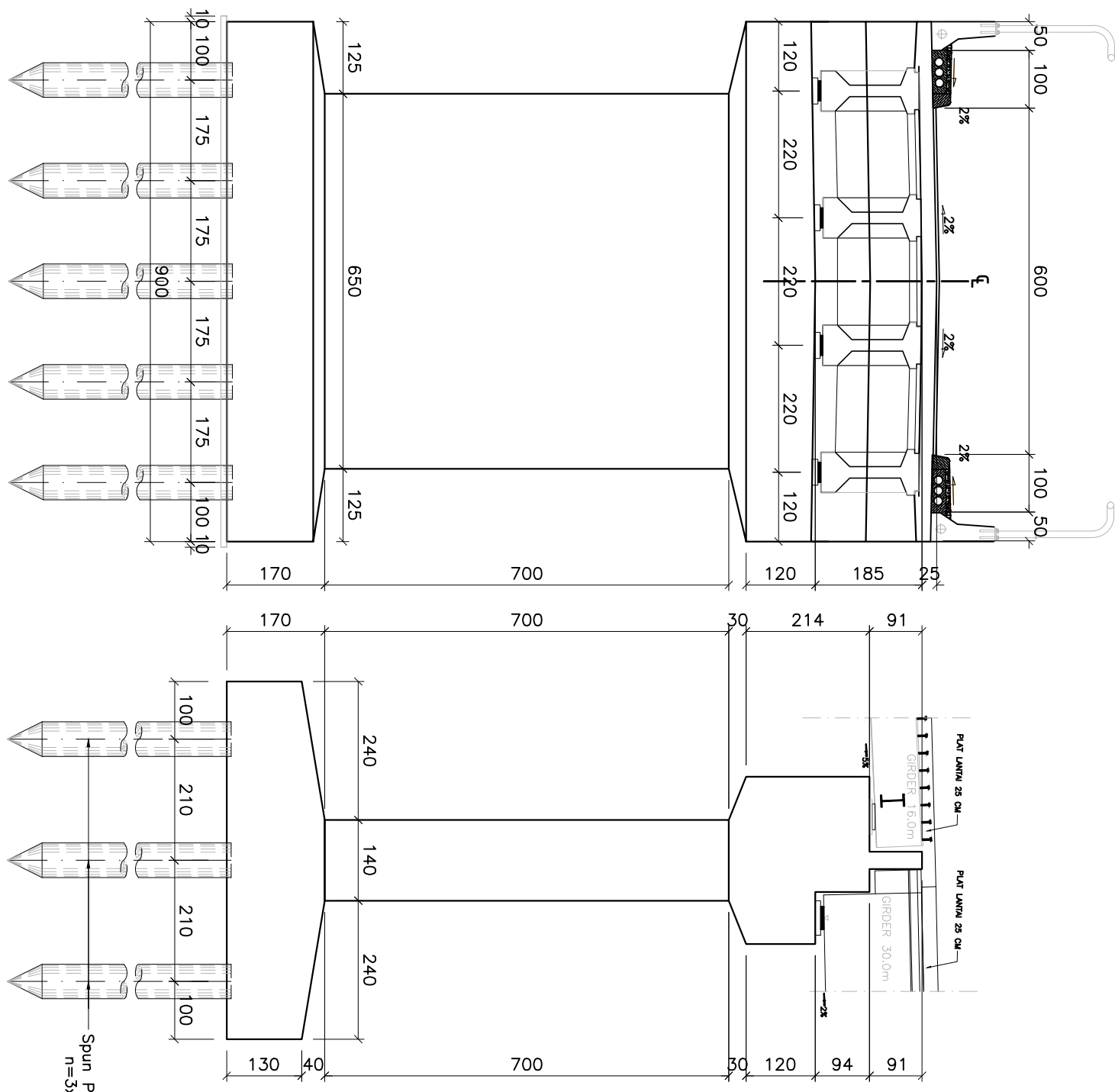


REDESIGN OVERPASS BRIDGE STA 130+037
RUAS TOL RENGAT - PEKANBARU

MALIASWA	DOSIS PEMBIMBING
MUHAWAT AJUNIGROHO DRAFTER	Dr. Ir. IDRUS MALIANS, M.Sc. PEMBIMBING 1
	Ir. SYAIBRE T. M.Sc., Eng., PhD PEMBIMBING 2

JUDUL GAMBAR
DIMENSI PILAR 1

NO. GAMBAR :	REV :	TGL :	KETERANGAN :	TTD :
8 : 11	0	...	FIRST ISSUE	
SKALA :				
1 : 100				

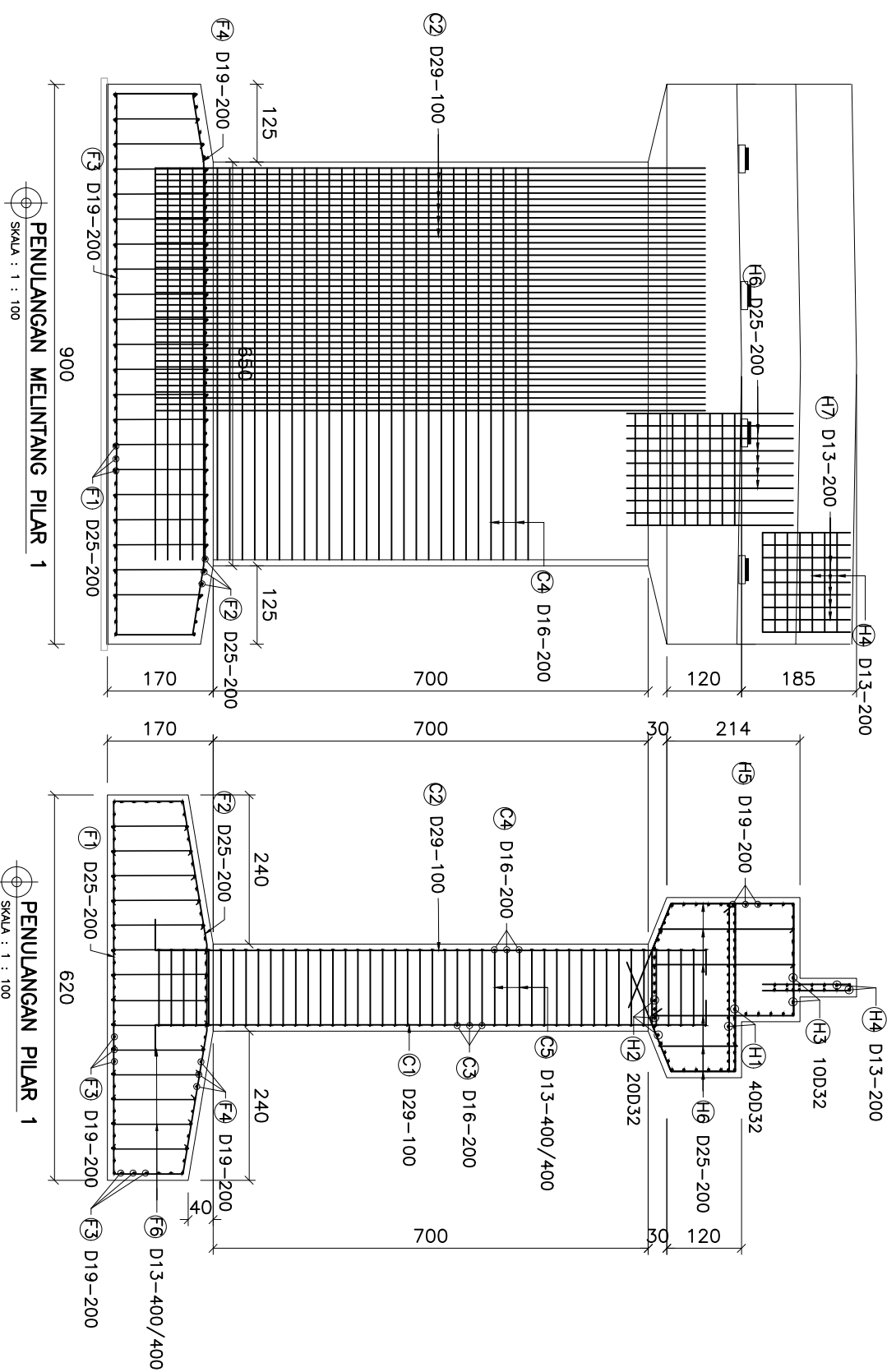


- CATATAN :
- MUTU BETON K-350 $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 420B ($f_y = 420$ MPa): KOLOM
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KEQUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN

Spun Pile $\phi 60$ Cm
 $n = 3 \times 5 = 15$ Pcs

POTONGAN MELINTANG PILAR 1
SKALA : 1 : 100

POTONGAN PILAR 1
SKALA : 1 : 100



- CATATAN :
- MUTU BETON $K-350$ $f_c' = 29,05$ Mpa
 - MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 420B ($f_y = 420$ MPa): KOLOM
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM CENTIMETER KECUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



REDESIGN OVERPASS BRIDGE STA 130+037
RUAS TOL RENGAT - PEKANBARU

MALANISWA

MUHAMMATAJUNGRHO
DRAFTER

DOSIS PEMBIMBING

Dr. Ir. IDRIS MALIANS, M.Sc.
PEMBIMBING 1

Ir. SYARIF T. M.Sc.,Eng.,PhD
PEMBIMBING 2

JUDUL GAMBAR

DIMENSI PILAR 2

NO. GAMBAR :

10 : 11

REV

0

TGL

...

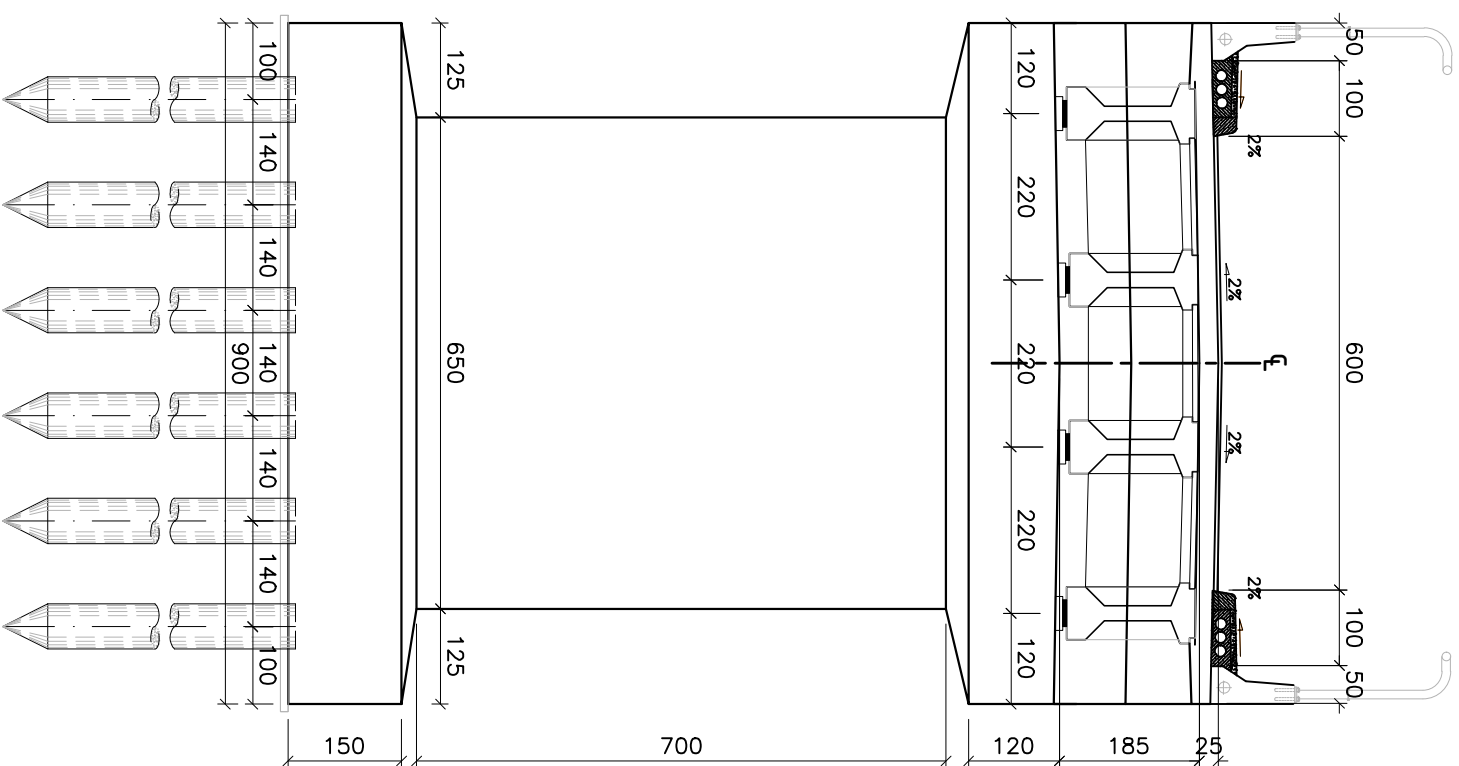
KETERANGAN

FIRST ISSUE

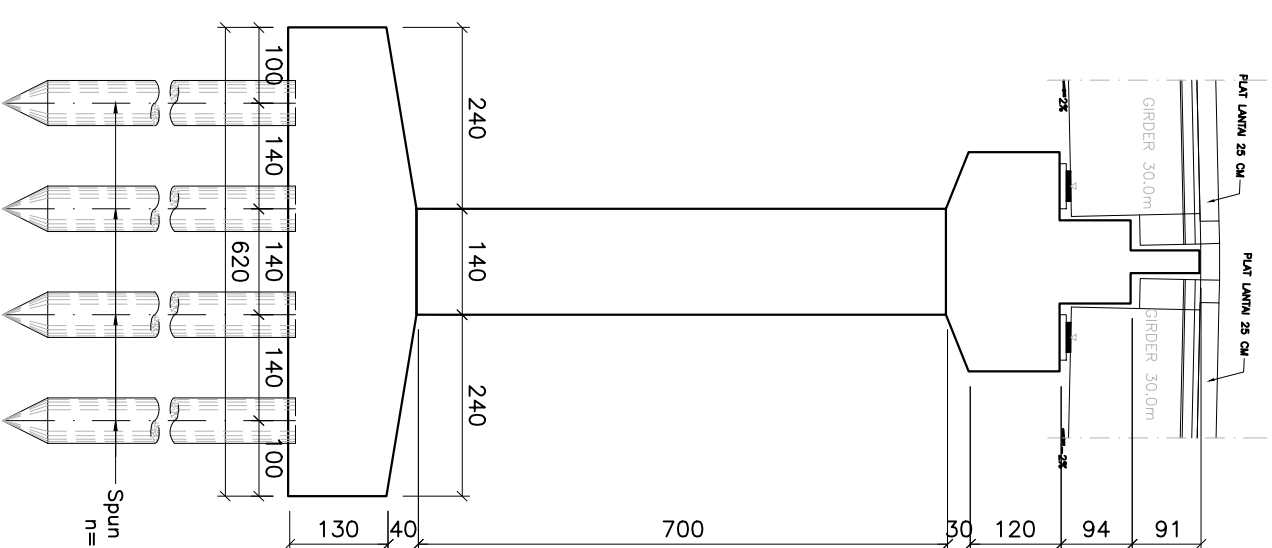
TTD

SKALA :

1 : 100



POTONGAN MELINTANG PILAR 2
SKALA : 1 : 100



POTONGAN PILAR 2
SKALA : 1 : 100

- CATATAN :
- MUTU BETON K-350 $f_c' = 29.05$ Mpa
 - MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 4208 (f_y 420 MPa): KOLOM
 - SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILEGAP 10cm
 - SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KEQUALI BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN

Spun Pile $\phi 60$ Cm
 $n=4 \times 6=24$ Pcs



REDESIGN OVERPASS BRIDGE STA 130+037
RUAS TOL RENGAT - PEKANBARU

MALIKASWA

DOSIS PEMBIMBING

JUDUL GAMBAR

MUHAMMATAJUNGRHO
DRAFTER

Dr. Ir. IDRUS MALIYAS, M.Sc.
PEMBIMBING 1

Ir. SYAHRIL T. M.Sc.,Eng.,PhD
PEMBIMBING 2

PENULANGAN PILAR 2

NO. GAMBAR :

11 : 11

REV :

0

TGL :

...

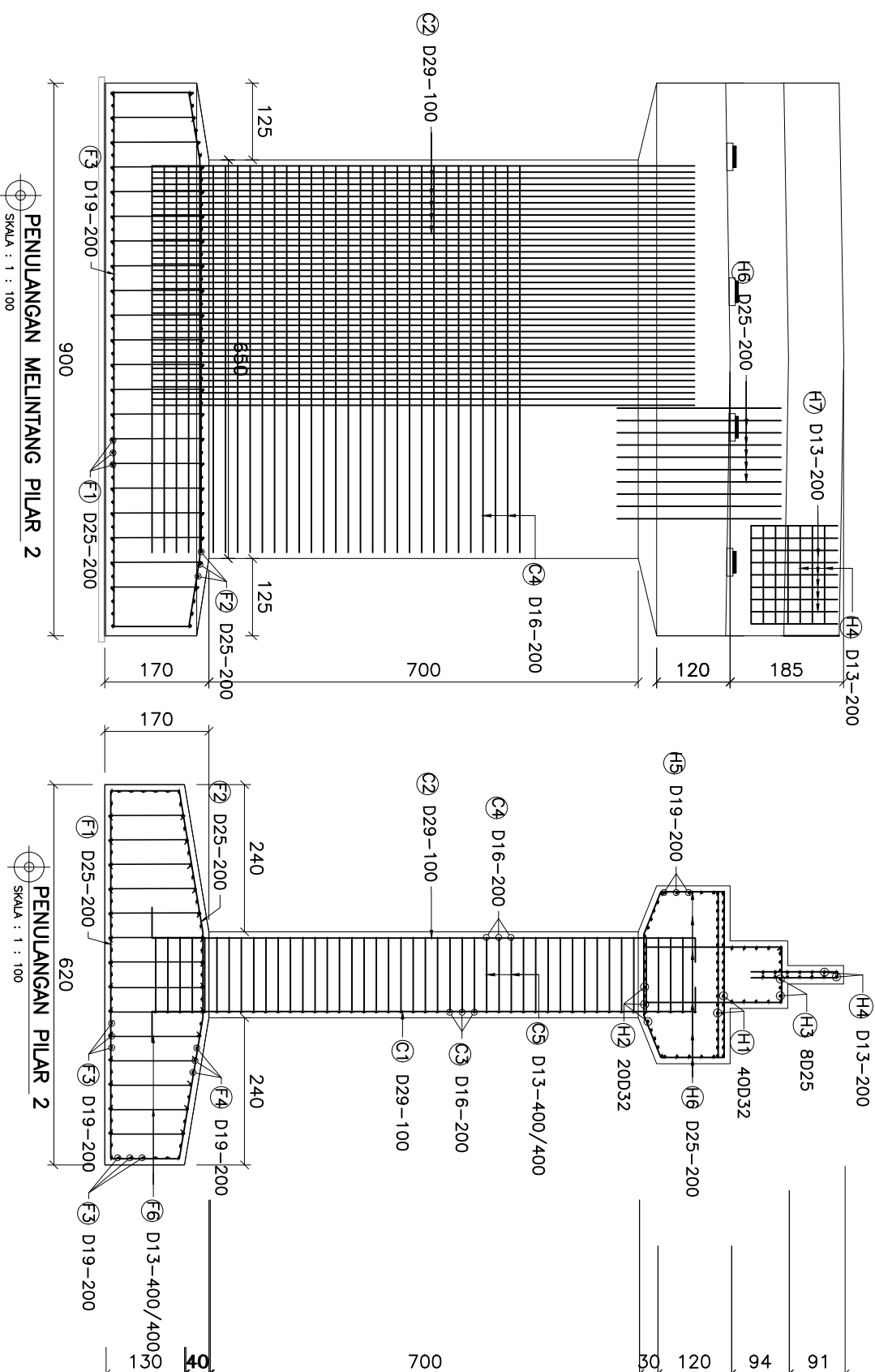
KETERANGAN

FIRST ISSUE

TTD :

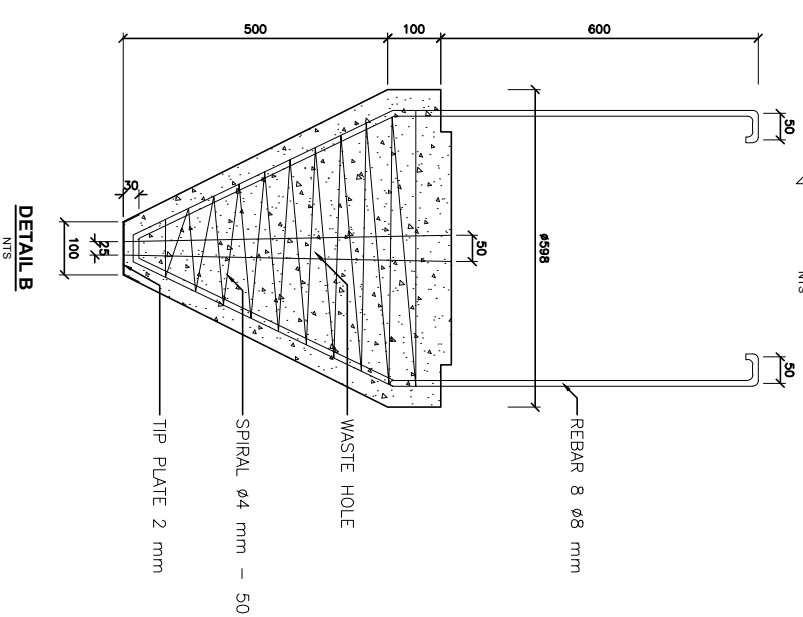
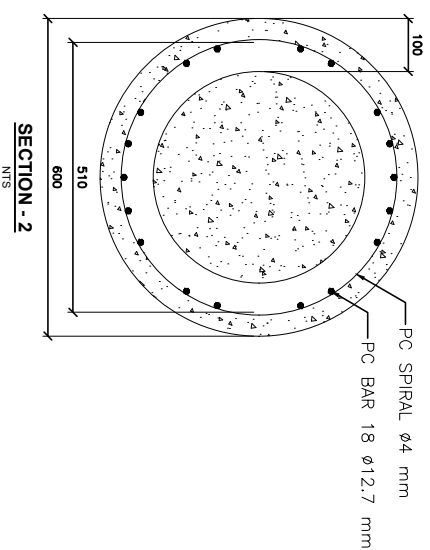
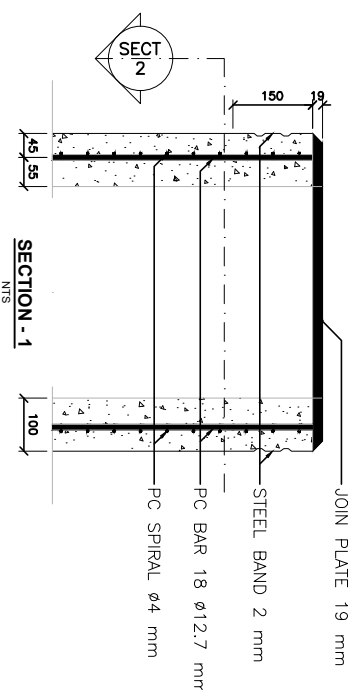
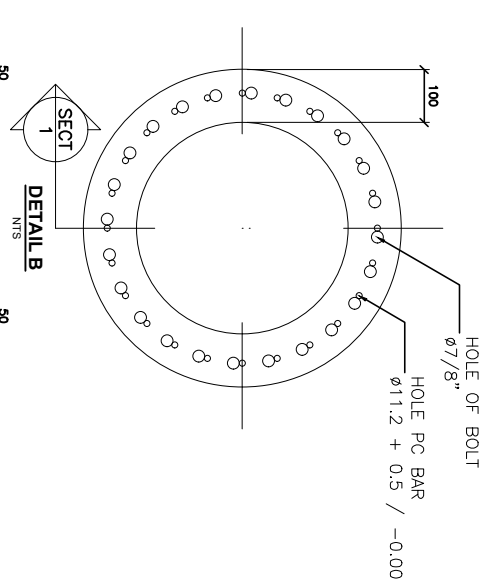
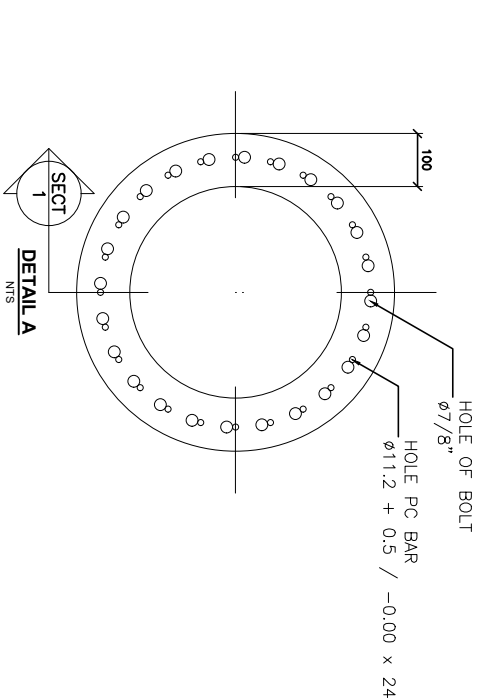
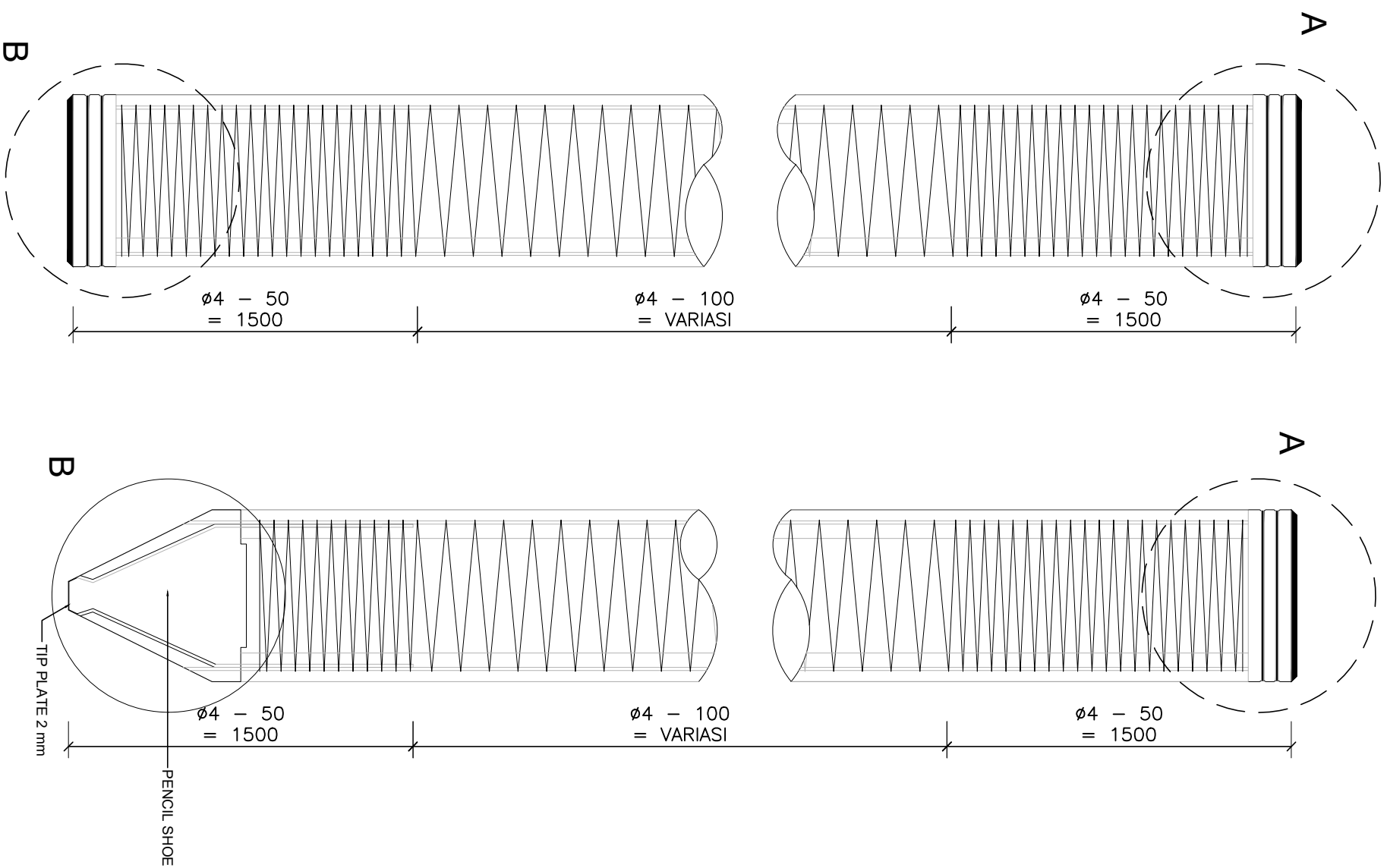
SKALA :

1 : 100



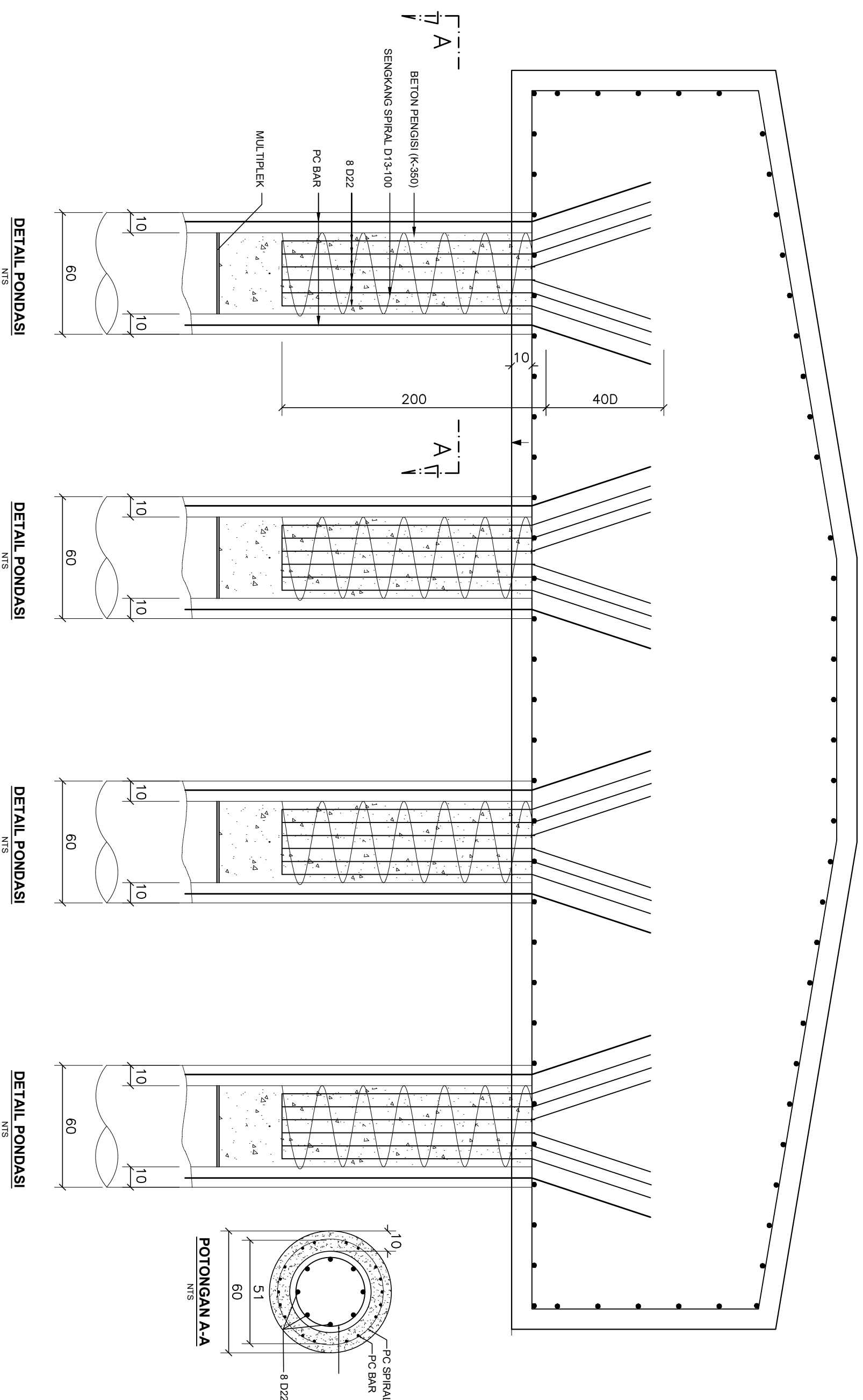
CATATAN :

- MUTU BETON $K-350$ $f_c' = 29,05$ Mpa
- MUTU BAJA TULANGAN:
 - BJTD 420B ($f_y = 420$ MPa): KOLOM
- SELIMUT BETON:
 - TEBAL 10cm: PIER HEAD, KOLOM, DIAFRAGMA, BARRIER, PLAT INJAK
 - TEBAL 3cm: PLAT LANTAI
 - UNTUK PILECAP 10cm
- SEMUA UKURAN DALAM SENTIMETER KECEKAL BAJA TULANGAN DAN DISEBUTKAN LAIN



NOTE :

- SEMUA UKURAN DALAM CM,KECUALI DIAMETER TULANGAN DALAM MM, ATAU DISEBUTKAN SATUAN LAIN DALAM GAMBAR
- REBAR : - STEEL CLASS : B7D 420 B (420 Mp_d)
- STEEL CLASS : B7P 280 (280 Mp_d)
- MUTU BETON SPUN PILE $f_c' = 52$ Mp_a
- MUTU BETON ISIAN SPUN PILE 30 Mp_a, SELIMUT BETON 5cm
- PC STRAND GRADE 270 (LOW RELAXATION TYPE)
- PC WIRE = SWP1 (DEFORMED WIRE TYPE)
- PC BAR = GRADE D-CLASS 1-SBPD 1275/1420
- SPIRAL WIRE :
SWM-P (ROUND TYPE) COLD-REDUCED STEEL WIRE FOR THE REINFORCEMENT OF CONCRETE AND THE MANUFACTURE OF WELDED FABRIC
- JOINT PLATE :
SS400 (TENSILE STRENGTH 400N/MM²) APPLICABLE STEEL PRODUCT FOR STEEL PLATES AND SHEETS, STEEL STRIP IN COIL, SECTION, FLATS AND BARS
- WELDING : AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, OR EQUIVALENT
- SPUN PILE CLASS = B



DETAIL PONDASI
NTS

DETAIL PONDASI
NTS

DETAIL PONDASI
NTS

DETAIL PONDASI
NTS

POTONGAN A-A
NTS