

## **TUGAS AKHIR**

**OPTIMALISASI DISAIN JEMBATAN BUNTUNG DI  
SLEMAN YOGYAKARTA MENGGUNAKAN PCI  
GIRDER DENGAN VARIASI MUTU BETON DAN  
TINGGI GIRDER  
(*OPTIMALIZATION DESIGN OF BUNTUNG BRIDGE  
IN SLEMAN YOGYAKARTA USING PCI GIRDER WITH  
CONCRETE QUALITY VARIATION AND HEIGHT OF  
GIRDER*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil**



**Hendi Prasetyo  
12511331**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2018**

**TUGAS AKHIR**

**OPTIMALISASI DISAIN JEMBATAN BUNTUNG DI SLEMAN  
YOGYAKARTA MENGGUNAKAN PCI GIRDER DENGAN  
VARIASI MUTU BETON DAN TINGGI GIRDER  
(OPTIMALIZATION DESIGN OF BUNTUNG BRIDGE IN  
SLEMAN YOGYAKARTA USING PCI GIRDER WITH  
CONCRETE STRENGTH VARIATION AND HEIGHT OF  
GIRDER)**

disusun oleh

**Hendi Prasetyo**  
12511331

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


diuji pada tanggal

19 Maret 2018

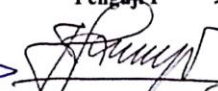
oleh dewan penguji



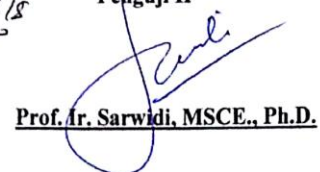
**Pembimbing**

  
**Prof. Ir. Widodo, MSCE., Ph.D.**

**Penguji I**

  
**Dr. Ir. Harsovo, M.Sc.**

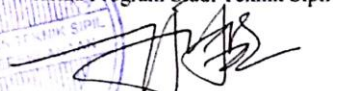
**Penguji II**

  
**Prof. Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D.**

Mengesahkan,

**Ketua Program Studi Teknik Sipil**



  
**Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.**

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, ..... 2018

Yang membuat pernyataan,



Hendi Prasetyo

(12511331)

## **PERSEMBAHAN**

Karya ini ku persembahkan untuk Bapak Agus Budiman, Ibu Sri Rejeki (Almh), Mama Nuki Meilani dan adik-adikku Sulfan Hendaro dan Dhimas Surya Badhruzaman serta orang-orang Tersayang.

## KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu'alaikum wr.wb

Puji dan syukur kami panjatkan ke hadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya. Tak lupa shalawat dan salam semoga selalu tercurahkan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW, keluarga, para sahabat, dan para pengikutnya. Karena keridhaan-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

Laporan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selanjutnya, izinkanlah penulis mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penulis sampaikan kepada :

1. Prof., Ir. Widodo, MSCE., Ph.D., selaku dosen pembimbing satu Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan segala dukungan baik moral maupun non moral yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini dan selama penulis menjalani masa kuliah.
2. Dr., Ir. Harsoyo, M.Sc., selaku dosen penguji satu Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan masukan yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

3. Prof., Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D., selaku dosen penguji dua Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan masukan yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Miftahul F., ST, MT, Ph.D., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.
5. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah,
6. Departemen Pekerjaan Umum Provinsi D.I. Yogyakarta yang telah membantu dalam memberikan data yang diperlukan dalam analisis Tugas Akhir,
7. Orang tua, Bapak Agus Budiman, Ibu Sri Rejeki (Almh), dan Mama Nuki Meilani terima kasih atas semua nasehat dan bimbingan serta semangat yang diberikan hingga saya menyelesaikan studi ini,
8. Teman-teman sipil UII. Terima kasih atas bantuan dan dukungannya selama ini,
9. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu diucapkan terima kasih sebesar-besarnya,

Penulis berharap semoga perencanaan desain yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil Indonesia dan dapat bermanfaat untuk pengembangan perencanaan selanjutnya.

Wassalamu'alaikum wr. wb.

Yogyakarta,.....2018

Hendi Prasetyo  
12511331

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
PERSEMBAHAN	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR LAMPIRAN	xxi
DAFTAR NOTASI	xxii
ABSTRAK	xxvi
ABSTRACT	xxvii
BAB I PENDAHULUAN	1
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
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1    Tinjauan Umum	5
2.2    Penelitian Terdahulu	5
2.3    Penelitian Sekarang	7
2.4    Keaslian Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	9
3.1    Tinjauan Umum	9
3.2    Pengertian Jembatan	9
3.3    Prinsip Dasar Beton Prategang	11
3.3.1  Sistem Penarikan Baja Prategang	12

3.3.2	Konsep Beton Prategang	13
3.3.3	Tahap Pembebanan	15
3.4	Jenis Perencanaan	16
3.5	<i>Abutment</i>	18
3.6	Pondasi	20
3.7	Pembebanan	21
3.7.1	Beban Permanen	22
3.7.2	Beban Lalu Lintas	23
3.8	Kombinasi Pembebanan	35
3.9	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	36
3.9.1	Perencanaan Dinding Pagar Tepi ( <i>Barrier</i> )	36
3.9.2	Perencanaan Lantai ( <i>Slab</i> ) Jembatan	41
3.9.3	Perencanaan Penampang Balok/Gelagar Prategang	42
3.9.4	Pemeriksaan Tegangan	44
3.9.5	Tata Letak Tendon ( <i>Lay Out Tendon</i> )	48
3.9.6	Kehilangan Gaya Prategang	50
3.9.7	Kekuatan Batas Lentur ( <i>Ultimate Strength</i> )	55
3.9.8	Lendutan ( <i>Deflection</i> ) dan Lawan Lendut ( <i>Chember</i> )	57
3.9.9	Perencanaan Penghubung Geser ( <i>Shear Conector</i> )	58
3.10	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	59
3.10.1	Perencanaan Kepala Jembatan ( <i>Abutment</i> )	59
3.10.2	Perencanaan <i>Pile Cap</i>	63
3.10.3	Perencanaan Pondasi <i>Bored Pile</i>	64
<b>BAB IV METODE PERENCANAAN</b>		68
4.1	Tinjauan Umum	68
4.2	Data Sekunder	68
4.3	Data Stuktur	72
4.4	Peta Lokasi	75
4.5	Tahapan Perencanaan	76
<b>BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN</b>		80
5.1	Tinjauan Umum	80



5.1.1	Data-Data Teknis Jembatan	80
5.1.2	Data Bahan	81
5.2	Perhitungan Dinding Tepi ( <i>Barrier</i> )	83
5.2.1.	Data Perhitungan Dinding Pagar Tepi ( <i>Barrier</i> )	83
5.2.2.	Pembebanan Dinding Pagar Tepi ( <i>Barrier</i> )	84
5.2.3.	Perhitungan Penulangan Dinding Pagar Tepi ( <i>Barrier</i> )	85
5.3	Perhitungan Plat Lantai ( <i>Slab</i> ) Jembatan	89
5.3.1	Pembebanan Pada Plat Lantai ( <i>Slab</i> ) Jembatan	89
		96
5.3.2	Penulangan Plat Lantai ( <i>Slab</i> ) Jembatan	
5.3.3	Perhitungan Plat Injak Jembatan pada <i>Abutment</i>	100
		110
5.4	Perhitungan Balok Prategang	
5.4.1	Perhitungan Momen Pada Penampang Balok Prategang	110
5.4.2	Pembebanan Balok Prategang	120
5.4.3	Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tandon	143
5.4.4	Tendon	148
5.4.5	Kehilangan Gaya Prategang ( <i>Loss of Prestress</i> )	159
5.4.6	Tegangan yang Terjadi pada Penampang Balok	164
5.4.7	Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan	170
5.4.8	Tinjauan Ultimit <i>I-Girder</i> Prategang	175
5.4.9	Momen Ultimit Akibat Beban	179
5.4.10	Lendutan pada <i>I-Girder</i> Prategang	180
5.4.11	Perhitungan Besi Non-Prategang	185
5.4.12	Tulangan Geser Balok Prategang	187
5.4.13	<i>Shear Connector</i>	194
5.5	Rincian Anggaran Biaya	200
5.6	Perhitungan Kepala Jembatan ( <i>Abutment</i> )	206
5.6.1.	Data Teknis	206
5.6.2.	Pembebanan Pada <i>Abutment</i> Jembatan	208
5.6.3.	Stabilitas Terhadap Guling dan Geser Pada <i>Abutment</i>	231
5.6.4.	Perhitungan Pondasi <i>Bored Pile</i> Pada <i>Abutment</i>	238

5.6.5. Perhitungan <i>Pile Cap Abutment</i>	252
5.6.6. Perhitungan <i>Breast Wall</i>	259
5.6.7. Perhitungan <i>Back Wall</i>	268
5.6.8. Perhitungan <i>Corbel</i>	280
5.6.9. Perhitungan <i>Wing Wall</i>	287
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	295
6.1. Kesimpulan	295
6.2. Saran	295
DAFTAR PUSTAKA	296
LAMPIRAN	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	8
Tabel 3.1 Bentang Ekonomis Jembatan Berdasarkan Material	10
Tabel 3. 2 Jenis-Jenis <i>Abutment</i>	19
Tabel 3.3 Faktor Beban Dinamik untuk Beban garis KEL	27
Tabel 3.4 Koefisien Seret $C_w$	29
Tabel 3.5 Koefisien angin rencana $V_w$	29
Tabel 3.6 Koefisien Seret	33
Tabel 3.7 Lendutan Elastis Ekuivalen	34
Tabel 3.8 Tipe Aksi Rencana	35
Tabel 3.9 Pengaruh Faktor Rencana pada Beban Ultimit	35
Tabel 3.10 Kombinasi Pembebanan pada Saat Keadaan Ultimit	36
Tabel 3.11 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan	42
Tabel 3.12 Sifat-sifat <i>strand</i> 7 kawat (ASTM A-416)	43
Tabel 3.13 Koefisien <i>Friksi</i> Tendon Pasca Tarik	53
Tabel 5.1 Kombinasi Mutu Beton dan Tinggi Gider yang digunakan	82
Tabel 5.2 Data Tendon Prategang	83
Tabel 5.3 Data Berat Volume Bahan	83
Tabel 5.4 Rekap Momen pada Slab Lantai Jembatan	95
Tabel 5.5 Rekap Momen Ultimit pada Slab Lantai Jembatan	95
Tabel 5.6 Rekap Momen Ultimit Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-210	112
Tabel 5.7 Rekap Momen Ultimit Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-170	113
Tabel 5.8 Rekap Momen Ultimit Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-160	113
Tabel 5.9 Rekap Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas	115
Tabel 5.10 Rekap Momen <i>Ultimate</i> Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-210	117
Tabel 5.11 Rekap Momen <i>Ultimate</i> Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-170	117
Tabel 5.12 Rekap Momen <i>Ultimate</i> Penampang <i>I-Girder</i> Terhadap Alas H-160	118

Tabel 5.13 Rekap Penampang Komposit <i>I-Girder</i> Terhadap Alas	119
Tabel 5.14 Rekap Pembebanan Untuk Berat Sendiri	122
Tabel 5.15 Berat Mati Tambahan Struktur Atas	123
Tabel 5.16 Jenis-Jenis Tanah	133
Tabel 5.17 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-210	135
Tabel 5.18 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-170	135
Tabel 5.19 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-160	136
Tabel 5.20 Persamaan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang	137
Tabel 5.21 Kombinasi Momen pada Balok Prategang	141
Tabel 5.22 Kombinasi Gaya Geser pada Balok Prategang	142
Tabel 5.23 Data <i>Strands Cable</i>	145
Tabel 5.24 Jumlah <i>Strands</i> pada <i>I-Girder</i> Prategang di posisi Tengah Bentang	147
Tabel 5.25 Perhitungan Momen pada Titik Tinjau	150
Tabel 5.26 Batas Bawah Letak Tendon	152
Tabel 5.27 Batas Atas Letak Tendon	153
Tabel 5.28 Jumlah <i>Strands</i> pada Tiap Posisi Tendon di Tumpuan	155
Tabel 5.29 Perhitungan Lintasan Tendon	157
Tabel 5.30 Sudut Angkur	158
Tabel 5.31 Tata Letak Kabel Tendon	158
Tabel 5.32 Total Kehilangan Gaya Prategang	164
Tabel 5.33 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan	171
Tabel 5.34 Rekap Tegangan Yang Terjadi Akibat Pembebanan	172
Tabel 5.35 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 1)	172
Tabel 5. 36 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 2)	173
Tabel 5 37 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 3)	173
Tabel 5.38 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 4)	174
Tabel 5.39 Gaya Tekan Beton dan Momen Nominal	179
Tabel 5.40 Perhitungan Momen <i>Ultimate</i> Akibat Beban yang Bekerja	180
Tabel 5.41 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan pada Balok <i>I-Girder</i>	184
Tabel 5.42 Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral	192
Tabel 5.43 Tinjauan Geser Di Bawah Garis Netral	193

Tabel 5.44 Rekapitulasi Tulangan Sengkang yang Digunakan	194
Tabel 5.45 Hasil Jarak <i>Shear Connector</i>	198
Tabel 5.46 Skema Perencanaan Kombinasi	201
Tabel.5.47 Harga satuan beton	201
Tabel 5.48 Harga girder perbatang	202
Tabel 5.49 Data Teknis Struktur Bawah <i>Abutment</i>	208
Tabel 5.50 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan	209
Tabel 5.51 Tabel Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas	209
Tabel 5.52 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Stabilitas Guling dan Geser	211
Tabel 5.53 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Analisis Penulangan	212
Tabel 5.54 Beban Total Akibat Berat Sendiri	213
Tabel 5.55 Perhitungan Beban Mati Tambahan	213
Tabel 5.56 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah	215
Tabel 5.57 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada <i>Abutment</i>	225
Tabel 5.59 Pembebanan <i>Abutment</i> Kombinasi 1	228
Tabel 5.60 Pembebanan <i>Abutment</i> Kombinasi 2	229
Tabel 5.61 Pembebanan <i>Abutment</i> Kombinasi 3	229
Tabel 5.62 Pembebanan <i>Abutment</i> Kombinasi 4	230
Tabel 5.63 Rekap Kombinasi Pembebanan pada <i>Abutment</i>	230
Tabel 5.64 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Memanjang Jembatan	232
Tabel 5.65 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Melintang Jembatan	233
Tabel 5.66 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Memanjang Jembatan	234
Tabel 5.68 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Tanah	237
Tabel 5.69 Tegangan Pada Dasar Tanah	238
Tabel 5.70 Rekap Daya Dukung Aksial <i>Bored pile</i> pada <i>Abutment</i>	241
Tabel 5.71 Tekanan Tanah Pasif Efektif pada <i>Bored Pile</i>	243
Tabel 5.72 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif	243
Tabel 5.73 Momen pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral	244
Tabel 5.74 Jarak Kuadrat ke Pusat Pile Cap	246
Tabel 5.75 Gaya Aksial yang Diterima <i>Bored Pile</i> pada <i>Abutment</i> Arah X	246
Tabel 5.76 Gaya Aksial yang Diterima <i>Bored Pile</i> pada <i>Abutment</i> Arah Y	247

Tabel 5.77 Gaya Lateral yang diterima Satu <i>Bored Pile</i> $h = T / n$	247
Tabel 5.78 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X	248
Tabel 5.79 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y	248
Tabel 5.80 Daya Dukung Ijin Lateral <i>Bor Pile</i>	248
Tabel 5.81 Beban yang Bekerja pada <i>Pile Cap Abutment</i>	253
Tabel 5.82 Pembebanan Ultimit pada <i>Pile Cap Abutment</i> Kombinasi 1	253
Tabel 5.83 Pembebanan Ultimit pada <i>Pile Cap Abutment</i> Kombinasi 2	254
Tabel 5.84 Pembebanan Ultimit pada <i>Pile Cap Abutment</i> Kombinasi 3	254
Tabel 5.85 Pembebanan Ultimit pada <i>Pile Cap Abutment</i> Kombinasi 4	255
Tabel 5.86 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ultimit <i>Pile Cap Abutment</i>	255
Tabel 5.87 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri <i>Breast Wall</i>	260
Tabel 5.88 Beban Total Akibat Berat Sendiri ( MS )	261
Tabel 5.89 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada <i>Breast Wall</i>	262
Tabel 5.90 Perhitungan Beban Gempa Pada <i>Breast Wall</i>	263
Tabel 5.91 Pembebanan Ultimit <i>Breast Wall</i>	263
Tabel 5.92 Pembebanan Ultimit <i>Breast Wall</i> Kombinasi 1	264
Tabel 5.93 Pembebanan Ultimit <i>Breast Wall</i> Kombinasi 2	264
Tabel 5.94 Pembebanan Ultimit <i>Breast Wall</i> Kombinasi 3	264
Tabel 5.95 Pembebanan Ultimit <i>Breast Wall</i> Kombinasi 4	265
Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ultimit	265
Tabel 5.97 Gaya dan Momen Pada <i>Breast Wall</i>	266
Tabel 5.98 Perhitungan Berat Sendiri Pada <i>Back Wall Atas</i>	269
Tabel 5.99 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada <i>Back Wall Atas</i>	270
Tabel 5.100 Kombinasi Beban Ultimit Pada <i>Back Wall Atas</i>	272
Tabel 5.101 Perhitungan Berat Sendiri Pada <i>Back Wall Bawah</i>	272
Tabel 5.102 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada <i>Back Wall Bawah</i>	273
Tabel 5.103 Perhitungan Gaya Akibat Beban Gempa Pada <i>Back Wall Bawah</i>	275
Tabel 5.104 Kombinasi Beban Ultimit Pada <i>Back Wall Bawah</i>	275
Tabel 5.105 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri <i>Corbel</i>	281
Tabel 5.106 Perhitungan Gaya dan Momen Ultimit Pada <i>Corbel</i>	281

Tabel 5.107 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pada <i>Wing Wall</i>	288
Tabel 5.108 Perhitungan Momen Ultimit Pada <i>Wing Wall</i>	289

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Sistem Pratarik	12
Gambar 3.2 Sistem Paskatarik	13
Gambar 3.3 Balok Akibat Gaya Prategang dan Gaya Eksternal	14
Gambar 3.4 Balok Prategang dengan Tendon Parabola	14
Gambar 3.5 Momen Tahanan Internal pada Balok Beton Prategang dan Beton Bertulang	15
Gambar 3.6 Beban Lajur "D"	24
Gambar 3.7 Grafik Beban Tersebar Merata	24
Gambar 3.8 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang	25
Gambar 3.9 Beban <i>Truck "T"</i>	26
Gambar 3.10 Faktor Beban Dinamis (FBD)	26
Gambar 3.11 Gaya Rem per Lajur 2,75 (KBU)	28
Gambar 3.13 Koefisien Geser Dasar ( <i>C</i> ) Plastis Untuk Analisis Data	32
Gambar 3.14 Slab <i>Barrier</i> (pagar tepi)	37
Gambar 3.15 Distribusi Tegangan Penampang Balok	38
Gambar 3.16 Daerah Aman Kabel	49
Gambar 3.17 Perpendekan Elastis Beton	51
Gambar 3.18 Sket Kepala Jembatan ( <i>Abutment</i> )	59
Gambar 3.19 Stabilitas Gaya Guling pada <i>Abutment</i>	60
Gambar 3.20 Stabilitas Gaya Geser pada <i>Abutment</i>	61
Gambar 3.21 Komponen dalam ketahanan tiang	65
Gambar 3.22 Parameter Rencana Tiang untuk Tanah Kohesif	66
Gambar 3.23 Pedoman untuk Menentukan Lapisan yang Menyumbang Kapasitas Aksial dalam Tanah Tidak Homogen	67
Gambar 4.1 Site Plan Jembatan Buntung	69
Gambar 4.2 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai	70
Gambar 4.3 Laporan Penyelidikan Tanah Perencanaan Jembatan Buntung	71
Gambar 4.4 Profil PC I Girder	72



Gambar 4.5 Penampang Memanjang Jembatan	73
Gambar 4.6 Penampang Melintang Jembatan	74
Gambar 4.7 <i>Abutment</i> pada Perencanaan Ulang Jembatan Buntung	75
Gambar 4.8 Peta Lokasi Jembatan Buntung	76
Gambar 4.9 Flow Chart Perencanaan Jembatan Buntung	78
Gambar 4.9 Lanjutan	79
Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan	80
Gambar 5.2 Penampang <i>PCI Girder</i>	82
Gambar 5.3 Beban Rencana Ultimit Dinding Pagar Tepi	84
Gambar 5.4 Penulangan Dinding Pagar Tepi ( <i>Barrier</i> )	88
Gambar 5.5 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14	90
Gambar 5.6 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14	91
Gambar 5.7 Pembebanan Truk “T”	92
(Sumber : RSNI T 02 2005)	92
Gambar 5.8 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14	93
Gambar 5.9 Transfer Beban Angin Terhadap Plat Lantai	94
Gambar 5.10 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14	94
Gambar 5.11 Penulangan Plat Lantai	99
Gambar 5.12 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Melintang Jembatan	100
Gambar 5.13 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Memanjang Jembatan	105
Gambar 5.14 Penulangan Plat Injak	109
Gambar 5.15 Penampang balok prategang I-Girder	111
Gambar 5.16 Titik Berat Balok Terhadap Alas	112
Gambar 5.17 Penampang PCI Girder	114
Gambar 5.18 Lebar Efektif Plat Lantai	115
Gambar 5.19 Titik Berat Balok Komposit Terhadap Alas	116
Gambar 5.20 Penampang Balok Komposit	118
Gambar 5.21 Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan	120
Gambar 5.22 Penempatan Diafragma pada Bentang Memanjang PC I Girder	121
Gambar 5.23 Momen maksimum akibat diafragma	121

Gambar 5.24 Pembebanan Berat Tambahan (MA) Struktur Atas Jembatan	123
Gambar 5.25 Pembebanan Lajur “D” pada Balok	124
Gambar 5.26 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	126
Gambar 5.27 Pembebanan Rem (TB) per lajur	127
Gambar 5.28 Pembebanan Rem (TB) pada Balok	128
Gambar 5.29 Pembebanan Angin (EW) pada Balok	130
Gambar 5.30 Wilayah Gempa Indonesia untuk Periode Ulang 500 Tahun	132
Gambar 5.31 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3	133
Gambar 5.32 Pembebanan Gempa (EQ) pada Balok	134
Gambar 5.33 Momen dan Gaya Geser pada titik tertentu	136
Gambar 5.34 Diagram Momen (Bending Momen Diagram) Beton Prategang	143
Gambar 5.35 Diagram Geser (Shearing Force Diagram) Beton Prategang	143
Gambar 5.36 Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas Tendon di Tengah Bentang	145
Gambar 5.37 Susunan baris tendon ditengah bentang	147
Gambar 5.38 Momen pada titik peninjauan	149
Gambar 5.39 Daerah Aman Tendon	151
Gambar 5.40 Posisi Tendon Di Tengah Bentang	153
Gambar 5.41 Posisi Tendon Di Tumpuan	154
Gambar 5.42 Lintasan Inti Tendon	156
Gambar 5.43 Posisi <i>Trace Cable</i> Pada Tumpuan dan Tengah Bentang	159
Gambar 5.44 Grafik <i>Trace Cable</i>	159
Gambar 5.45 Tegangan Saat Transfer	165
Gambar 5.46 Tegangan Saat <i>Loss of Prestress</i>	166
Gambar 5.47 Tegangan Saat Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit	169
Gambar 5.48 Sambungan Tekan pada Segmental	175
Gambar 5.49 Kapasitas Penampang <i>I – Girder</i>	176
Gambar 5.50 Bagian Penampang Pada Balok Prategang	185
Gambar 5.51 Bagian Penampang Pada Balok Prategang	187
Gambar 5.52 Tulangan Geser I-Girder	187
Gambar 5. 53 Penampang Gelagar dengan <i>Shear Connector</i>	195

Gambar 5.54 Gambar Penulangan Geser dan <i>Shear Conector</i>	199
Gambar 5.55 Profil PC I Girder	200
Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Harga Beton	203
Gambar 5.57 Grafik Perbandingan Harga Baja Tulangan	204
Gambar 5.58 Grafik Perbandingan Harga Baja Prategang	205
Gambar 5.59 Grafik Perbandingan Harga PC I Girder	206
Gambar 5.60 Struktur Bawah <i>Abutment</i>	207
Gambar 5.61 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah	210
Gambar 5.62 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada <i>Abutment</i>	214
Gambar 5.63 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	217
Gambar 5.64 Gaya Rem pada <i>Abutment</i>	218
Gambar 5.65 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan	219
Gambar 5.67 Gaya Gempa Pada <i>Abutment</i>	224
Gambar 5.68 Stabilitas Guling Arah Memanjang	231
Gambar 5.69 Stabilitas Guling Arah Melintang	232
Gambar 5.70 Stabilitas Geser Arah Memanjang	233
Gambar 5.71 Stabilitas Geser Arah Melintang	235
Gambar 5. 72 Susunan Bored Pile pada <i>Abutment</i>	240
Gambar 5.73 Diagram Tekanan Tanah Pasif Bored Pile	242
Gambar 5.74 Susunan Pondasi Bored Pile	245
Gambar 5. 75 Gaya yang Diterima Bored Pile pada <i>Abutment</i>	245
Gambar 5.76 Penulangan Bore Pile	252
Gambar 5.77 Potongan <i>Breast Wall</i>	260
Gambar 5.78 Gaya Akibat Tekanan Tanah <i>Breast Wall</i>	261
Gambar 5.79 Gaya Akibat Beban Gempa <i>Breast Wall</i>	262
Gambar 5.80 Diagram $M_n$ $P_n$ Pada <i>Breast Wall</i>	266
Gambar 5.81 Potongan <i>Back Wall</i> Atas	268
Gambar 5.82 Tekanan Tanah Pada <i>Back Wall</i> Atas	269
Gambar 5.83 Gempa Akibat Beban Gempa <i>Back Wall</i> Atas	271
Gambar 5.84 Potongan <i>Back Wall</i> Bawah	272
Gambar 5.85 Tekanan Tanah Pada <i>Back Wall</i> Bawah	273

Gambar 5.86 Gempa Akibat Beban Gempa <i>Back Wall</i> Bawah	274
Gambar 5.87 Potongan <i>Corbel</i>	280
Gambar 5.88 Penampang <i>Abutment</i>	284
Gambar 5.89 Tampak Atas <i>Abutment</i>	285
Gambar 5.90 Potongan B-B (Depan)	285
Gambar 5.91 Potongan B-B (Belakang)	286
Gambar 5.92 Potongan A-A (Penulangan <i>Abutment</i> )	286
Gambar 5.93 Potongan <i>Wing Wall</i>	287
Gambar 5.94 Tekanan Tanah Pada <i>Wing Wall</i>	287
Gambar 5.95 Tinjauan <i>Wing Wall</i> Arah Vertikal	289
Gambar 5.96 Tinjauan <i>Wing Wall</i> Arah Horizontal	291
Gambar 5.97 Penulangan <i>Wing Wall</i>	294

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Penyelidikan Tanah	299
Lampiran 2 Data Bore Log 1	300
Lampiran 3 Data Bore Log 2	301
Lampiran 4 Data Soil Test 1	302
Lampiran 5 Data Soil Test 2	303

## DAFTAR NOTASI

- $A$  = luas penampang bruto.
- $A_n$  = luas penampang netto.
- $A_t$  = luas penampang transformasi.
- $A_s$  = luas tulangan tarik.
- $A'_s$  = luas tulangan tekan.
- $A_v$  = luas tulangan geser dalam jarak  $s$ , atau luas tulangan geser yang tegak lurus tulangan tarik lentur dalam jarak  $s$  untuk komponen struktur lentur tinggi.
- $A_{ID}$  = luas penampang satu batang tulangan.
- $A_{ps}$  = luas tulangan prategang.
- $b$  = lebar muka tekan suatu komponen struktur.
- $B_x$  = lebar *pile cap* arah  $x$ .
- $B_y$  = lebar *pile cap* arah  $y$ .
- $B_j$  = berat jenis beton.
- $c.g.c$  = *centre gravity of concrete* (kedudukan titik berat penampang)
- $c_t$  = jarak garis netral terhadap sisi atas penampang.
- $c_b$  = jarak garis netral terhadap sisi bawah penampang.
- $c_w$  = koefisien seret.
- $d$  = jarak dari serat terluar ke pusat berat tulangan tarik.
- $d'$  = jarak dari serat tekan ke pusat berat tulangan tekan.
- $d_p$  = jarak dari serat tekan terluar ke pusat berat tulangan prategang.
- $e$  = eksentrisitas gaya terhadap terhadap sumbu.
- $E_c$  = modulus elastis beton.
- $E_s$  = modulus elastis baja
- $F$  = gaya gesek pada perletakan.

- $f'_c$  = kuat tekan beton yang ditetapkan.  
 $f'_{ci}$  = kuat tekan beton pada saat transfer.  
 $f_{ci}$  = tegangan ijin serat tekan pada saat *transfer*.  
 $f_{ti}$  = tegangan ijin serat tarik pada saat *transfer*.  
 $f_{cs}$  = tegangan ijin serat tekan pada saat layan.  
 $f_{ts}$  = tegangan ijin serat tarik pada saat layan.  
 $f_t$  = tegangan beton pada serat atas.  
 $f_b$  = tegangan beton pada serat bawah.  
 $f_y$  = kuat leleh tulangan non prategang yang ditetapkan.  
 $f_{ps}$  = tegangan di batang prategang pada kondisi kuat nominal.  
 $f_{pu}$  = kuat tarik tendon prategang yang ditetapkan.  
 $f_{py}$  = kuat leleh tendon yang ditetapkan.  
 $g$  = percepatan grafitasi.  
 $h$  = tinggi penampang.  
 $I$  = momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor.  
 $K$  = faktor beban ultimit.  
 $L$  = panjang bentang.  
 $LOF$  = *loss of prestress* (kehilangan gaya prategang)  
 $M_o$  = momen akibat berat sendiri.  
 $M_{TD}$  = momen akibat beban hidup kendaraan.  
 $M_{MA}$  = momen akibat beban mati tambahan.  
 $M_{TB}$  = momen akibat beban rem.  
 $M_{EW}$  = momen akibat beban angin.  
 $M_{TP}$  = momen akibat beban pejalan kaki.  
 $M_r$  = momen rencana.  
 $M_t$  = momen total (saat service)  
 $M_n$  = kuat momen nominal

- $n$  = jumlah tulangan, jumlah tendon prategang  
 $N$  = nilai SPT tanah (pukulan).  
 $N'$  = nilai SPT terkoreksi  
 $n_b$  = jumlah baris fondasi sumuran.  
 $n_t$  = jumlah fondasi sumuran.  
 $P$  = gaya aksial.  
 $P_{MS}$  = gaya aksial akibat beban mati.  
 $P_{TD}$  = gaya aksial akibat beban hidup kendaraan.  
 $P_{TP}$  = gaya aksial akibat beban pejalan kaki.  
 $P_n$  = kuat beban aksial nominal.  
 $P_e$  = gaya prategang efektif.  
 $P_o$  = gaya prategang awal.  
 $P_u$  = gaya aksial terfaktor.  
 $R$  = rasio kehilangan gaya prategang.  
 $R_n$  = koefisien lawan untuk perencanaan kekuatan.  
 $r$  = radius girasi penampang komponen struktur tekan.  
 $s$  = jarak antar tulangan.  
 $s_t$  = modulus penampang bagian atas.  
 $s_b$  = modulus penampang bagian bawah.  
 $T$  = kopel resultant gaya tarik baja.  
 $T_{EQ}$  = gaya gempa/gaya geser total.  
 $T_S$  = gaya tarik tulangan baja non prategang.  
 $T_{PS}$  = gaya tarik tulangan baja prategang.  
 $T_x$  = gaya horizontal arah x.  
 $T_y$  = gaya horizontal arah y.  
 $V_c$  = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.  
 $V_u$  = gaya geser terfaktor di penampang.



- $Wt$  = berat total struktur.  
 $y_a$  = jarak garis netral terhadap sisi atas.  
 $y_b$  = jarak garis netral terhadap sisi bawah.  
 $z_o$  = jarak titik berat tendon ke sisi bawah.  
 $\Sigma H$  = jumlah gaya arah horizontal.  
 $\Sigma P$  = jumlah gaya arah vertikal.  
 $\Sigma M_{px}$  = jumlah momen penahan guling arah x.  
 $\Sigma M_{py}$  = jumlah momen penahan guling arah y.  
 $\beta_1$  = konstanta ekuivalen blok tegangan yang tergantung dari mutu beton.  
 $\rho$  = perbandingan tulangan tarik non-prategang.  
 $\rho_{\min}$  = perbandingan tulangan pada keadaan regangan minimum.  
 $\rho_{\max}$  = perbandingan tulangan pada keadaan regangan maksimum.  
 $\varepsilon_c$  = regangan tekan beton.  
 $\varepsilon_s$  = regangan pada baja tulangan.  
 $\emptyset$  = faktor reduksi kekuatan.

## ABSTRAK

Jembatan merupakan prasarana transportasi yang digunakan sebagai salah satu penunjang dalam peningkatan pertumbuhan sosial, ekonomi dan industri. Jembatan Buntung merupakan jembatan yang membentang di atas kali Buntung di Kabupaten Sleman, Yogyakarta. Jembatan Buntung telah didesain dengan menggunakan tipe struktur beton prategang *I Girder* bentang sederhana (*simple beam*) dengan tinggi girder sebesar 1,7 meter. Pada Tugas Akhir ini Jembatan Buntung didesain ulang menggunakan struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan *Prestressed Concrete I Girder (PCI Girder)* menggunakan variasi mutu dan tinggi girder yang berbeda.

Dalam perencanaan jembatan digunakan tipe struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan jenis struktur atas menggunakan tipe *Prestressed Concrete I Girder (PCI Girder)* dengan variasi mutu beton yang digunakan adalah 33,2 MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa dan 66,4 MPa. Adapun tinggi girder yang digunakan dalam perencanaan ini adalah 2,1 m, 1,7 m dan 1,6 m. Dengan mengkombinasikan antara variasi mutu beton dan tinggi girder maka akan didapatkan kombinasi mana yang aman dan paling hemat. Pembebanan jembatan menggunakan RSNIT-02-2005. Analisis struktur jembatan menggunakan program SAP 2000 v.11 dan Ms. Excel 2010.

Penggambaran hasil perencanaan menggunakan program AutoCAD 2007. Jembatan Buntung didisain aman terhadap beban yang bekerja. Hasil perencanaan jembatan meliputi gelagar yang berbentuk *I-Girder* dengan tinggi 1,60 m, 1,70 m dan 2,10 m. Struktur bawah meliputi *abutment* dan fondasi *bored pile*. Jembatan Buntung didisain menggunakan bentang 40 m dan lebar melintang 9,0 m.

Kata kunci : *PCI-Girder*, jembatan, beton prategang, mutu beton, tinggi girder.

## ABSTRACT

Bridge is an infrastructure that is used as the supporting in improving the social, economic, and industry. Buntung bridge which is on top of Buntung River in Sleman, Yogyakarta. Buntung bridge has been designed using I Presstressed Concrete Girder as simple beam structure type with 1.7 m height. In this final assignment, Buntung bridge has been redesigned using simple beam structure with I Presstressed Concrete Girder on the variation of strength and height of I section.

In designing I Girder bridge, structure type is simple beam which is using Presstressed Concrete as the upper structure and the strength of the concretes are 33.2 Mpa, 41.5 Mpa, 49.8 Mpa, 58.1 Mpa, and 66.4 Mpa. On the other hand, the height of the girders are 2.1 m, 1.7 m, and 1.6 m. By combining the quality of concrete and the height of the girders, the best combination is expected as a safer and cheaper PCI Girder.

The depiction of the result use AutoCAD 2007. Buntung bridge is safely designed towards the load. The result of this project includes the girder which is 1.60 m, 1.70 m, and 2.10 m. The bottom structure includes abutment and foundation. Buntung bridge is designed with 40 m length and 9 m width.

Keyword: PCI Girder, Bridge, prestressed concrete, strength concrete, height of girder.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Peningkatan sarana transportasi sangat diperlukan untuk menunjang pertumbuhan ekonomi dan peningkatan pembangunan nasional di masa yang akan datang. Jembatan merupakan salah satu sarana prasarana transportasi yang sangat penting dalam menunjang kelancaran lalu lintas dan meningkatkan aktivitas perekonomian di daerah yang mulai berkembang. Perencanaan, pembangunan, dan rehabilitasi serta fabrikasi konstruksi jembatan perlu diupayakan seefektif dan seefisien mungkin sehingga pembangunan jembatan dapat mencapai sasaran mutu jembatan sesuai yang direncanakan. Manajemen dan strategi pencapaian mutu jembatan harus dilakukan untuk menghindari terjadinya rekonstruksi apabila ada bagian yang tidak memenuhi standar mutu yang diharapkan.

Jembatan pada umumnya berfungsi untuk menghubungkan dua tempat yang terpisah, baik karena kondisi alam maupun karena sebab lainnya. Seiring dengan perkembangan waktu, fungsi jembatan tidak hanya sebagai alat penghubung masyarakat sekitar, tetapi juga sebagai *landmark* dari wilayah tersebut. Bentuk jembatan tidak hanya dirancang dari aspek struktur, tetapi juga dari nilai estetika atau keindahannya. Penggunaan beton pratekan dapat mereduksi volume bahan sehingga berat profil lebih ringan dan pondasi yang digunakan akan menahan beban yang lebih ringan pula.

Ada banyak tipe jembatan yang pada umumnya digunakan, salah satunya jembatan beton prategang. Di Indonesia, beton jenis prategang sudah banyak diproduksi, misalnya di beberapa kota besar seperti Surabaya, Jakarta, dan Medan. Hal tersebut membuat Jembatan beton prategang lebih potensial untuk dibangun di Indonesia dengan biaya pemesanan yang jauh lebih murah dan mutu beton ataupun material bisa lebih mudah dipantau, baik oleh perencana maupun pelaksana. Penelitian terhadap jembatan sebelumnya sudah pernah dilaksanakan, yaitu penelitian yang berjudul “Perencanaan Ulang Jembatan Irung Petruk Dengan

Menggunakan Struktur Beton Prategang Jenis *PCI Girder (PCI Girder Prestressed Concrete)*” (Dempo, 2014). Selain itu adapula penelitian lain yang relevan yaitu “Perencanaan Ulang Jembatan *Flyover* Jombor Menggunakan Struktur Beton Prategang Jenis *PCI Girder (Prestressed Concrete I Girder)*” (Febrianto, 2015).

Salah satu jembatan yang berada di Kabupaten Sleman Yogyakarta yaitu Jembatan Buntung. Jembatan di ruas Jalan Selokan Mataram dan Jalan Jati Mataram, di antara Jalan Monjali dan Jalan Magelang Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Bentang panjang Jembatan secara keseluruhan adalah 80 m yang terbagi dalam 2 sisi jembatan yaitu sisi utara dan sisi selatan dengan lebar 9 m di setiap sisinya.

Pada penelitian ini, peneliti akan merancang jembatan dengan menggunakan mutu beton dan tinggi girder yang berbeda. Adapun mutu beton yang digunakan adalah 33,2 MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa, dan 66,4 MPa dengan tinggi Girder H-160, H-170, dan H-210. Tujuan redesain dengan mutu beton dan tinggi Girder yang berbeda ini adalah untuk mengetahui mutu beton dan tinggi Girder yang optimal pada jembatan.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan, maka rumusan masalah yang diambil adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kombinasi yang masih aman antara mutu beton dan ukuran tinggi Girder ?
2. Bagaimana biaya kombinasi antara mutu beton dan ukuran tinggi Girder yang paling murah ?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui :

1. Kombinasi yang masih aman antara mutu bahan dan ukuran tinggi Girder.
2. Biaya kombinasi antara mutu bahan dan ukuran tinggi Girder yang paling murah.

#### 1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini yaitu untuk merencanakan struktur jembatan yang aman menggunakan kombinasi PC I Girder dengan ukuran dan mutu beton yang berbeda sesuai peraturan serta mengetahui kombinasi optimal yang sebaiknya digunakan pada struktur jembatan.

Kegunaan studi pada penelitian ini adalah untuk mengaplikasikan ilmu teknik sipil mengenai struktur jembatan yang diperoleh selama kuliah sebagai bekal dalam menghadapi dunia kerja di bidang konstruksi, khususnya jembatan.

#### 1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah diperlukan agar penulisan tugas akhir dapat terarah dan terfokus pada tujuan yang akan dicapai. Beberapa batasan masalah yang dipakai dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Merencanakan detail struktur atas dan bawah jembatan dengan aman.
2. Gelagar yang digunakan berupa gelagar profil I.
3. Spesifikasi peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut.
  - a. Standar Pembebanan untuk Jembatan RSNIT-02-2005, Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, Direktorat Bina Program Jalan.
  - b. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNIT-12-2004) tentang perencanaan struktur beton untuk jembatan.
4. Perencanaan meliputi.
  - a. Perencanaan *slab* jembatan
  - b. Perencanaan gelagar (*girder*) jembatan
  - c. Perencanaan *abutment*
  - d. Perencanaan pondasi
5. Spesifikasi jenis *PCI Girder* beton prategang berdasarkan produk yang dibuat oleh Wika Beton.
6. Mutu beton yang digunakan untuk struktur atas jembatan adalah  $f_c' = 33,2$  MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa, dan 66,4 MPa.
7. Tinggi *PCI Girder* yang digunakan untuk struktur atas jembatan adalah H-160,

H-170, dan H-210.

8. Program olah data menggunakan Ms. Excel 2010 dan SAP 2000 versi 11.
9. Untuk RAB pada penelitian ini terfokus pada biaya balok PC I Girder saja dengan mengambil harga satuan dari beton, baja prategang dan baja non prategang.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Umum**

Studi pustaka adalah teknik pengumpulan data dengan mengadakan studi penelaahan terhadap buku-buku, literatur-literatur, catatan-catatan, dan laporan-laporan yang ada hubungannya dengan masalah yang dipecahkan (Nazir, 1988). Studi pustaka merupakan suatu aktivitas untuk meninjau atau mengkaji kembali beberapa literatur yang telah dipublikasikan oleh akademisi atau peneliti lain sebelumnya yang terkait topik atau permasalahan yang akan diteliti (Taylor & Procter, 2001). Pada bab sebelumnya telah dibahas mengenai latar belakang belakang penelitian sehingga timbul tujuan dan manfaatnya. Selanjutnya, pada bab ini akan diuraikan mengenai sebagian garis besar dari penelitian sebelumnya yang sejenis dan pada akhir bab akan diuraikan perbedaan antara penelitian sebelumnya dan yang sekarang.

#### **2.2 Penelitian Terdahulu**

Penelitian mengenai perencanaan ulang jembatan yang ada telah banyak dilakukan oleh akademisi sebelumnya. Hal tersebut memberikan banyak referensi bagi perencanaan yang akan dilakukan. Pada perencanaan penelitian ini mengacu pada perencanaan dan penelitian sejenis yang pernah dilakukan sebelumnya, antara lain sebagai berikut.

1. Dempo (2014) merencanakan ulang Jembatan Irung Petruk menggunakan model jembatan beton prategang dengan tipe *PCI Girder* profi I yang terbuat dari material beton. Struktur jembatan yang digunakan berupa gelagar beton prategang balok sederhana (*simple beam*). Bentang jembatan yang direncanakan ulang adalah 100 meter dengan panjang masing-masing bentang 32 meter. Sistem prategang yang digunakan adalah paska tarik (*post tension*) dengan tendon terikat (*bounded tendon*). Pembebanan menggunakan peraturan perencanaan jembatan Bina Marga (*Bridge Management System 1992*), Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (RSNI-02-2005), dan Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan



(RSNIT-12-2004). Jembatan Irung Petruk terletak pada ruas jalan Sentolo - Klangon yang menghubungkan wilayah kecamatan Kalibawang dan Kecamatan Samigaluh. Sebelumnya Jembatan Irung Petruk menggunakan struktur *arch bridge* tipe beton pelengkung bawah.

2. Febrianto (2015) merencanakan ulang *Flyover* Jombor menggunakan peraturan perencanaan jembatan Bina Marga (*Bridge Management System 1992*), R.SNI T-02-2005 yang merupakan acuan standar pembebanan struktur jembatan, serta Peraturan Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (R.SNI T-12-2004) yang merupakan pegangan atau panduan dalam perencanaan jembatan di Indonesia. Hasil perencanaan jembatan meliputi gelagar yang berbentuk *I-Girder* dengan tinggi 2,1 m. Struktur bawah meliputi *abutment*, pilar, *pile cap*, dan pondasi *bored pile*. Jembatan layang Jombor didisain menggunakan 7 bentang dengan panjang tiap bentang 40 m dan lebar melintang 9 m.

3. Nugroho (2013) merencanakan ulang Jembatan Kretek II Dengan *Box Girder Prestressed* Penampang Trapesium“. Jembatan Kretek II merupakan jembatan yang melintang di atas Sungai Opak dan membentang di antara ruas jalan Samas-Kretek yang terletak di Kabupaten Bantul Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan Kretek II, mempunyai panjang total mencapai 210 m. Jembatan yang mempunyai bentang panjang memerlukan perencanaan yang baik agar diperoleh hasil yang ekonomis, aman, dan efisien. Pembebanan jembatan menggunakan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Management System (BMS) 1992*). Jembatan Kretek II dirancang aman terhadap beban yang bekerja pada konstruksi jembatan ini. Hasil perencanaan jembatan ini meliputi gelagar yang berbentuk *box girder* trapesium dengan tebal slab lantai 0,3 m, tebal dinding samping dan tengah 0,45 m dan tinggi penampang box girder 3,5 m. Kemudian struktur bawah meliputi kepala jembatan (*abutment*), pilar, *pile cap* dan pondasi tiang bor (*bored pile*). Jembatan ini dirancang ulang menjadi tiga bentang dengan panjang tiap bentang 70 m diukur dari as ke as tumpuan dan lebar melintang 18 m.

### 2.3 Penelitian Sekarang

Hasil dari tinjauan umum dan penelitian sebelumnya dapat memberikan gambaran secara umum untuk penelitian ini, diantaranya sebagai berikut.

1. Struktur atas jembatan direncanakan menggunakan gelagar beton prategang tipe penampang I. Perlu dilakukan analisis terhadap kehilangan tegangan, tegangan pada saat transfer, gaya geser, kontrol lendutan, dan kontrol tegangan yang terjadi akibat beban yang bekerja pada jembatan.
2. Acuan perencanaan pembebanan jembatan menggunakan Peraturan Standar Pembebanan jembatan RSNIT-02-2005, Standar Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.
3. Proses analisis struktur menggunakan program Ms. Excel 2010 dan SAP 2000 versi 11.
4. Struktur bawah jembatan meliputi *Abutment* dan pondasi perlu diperhitungkan stabilitasnya agar aman terhadap momen guling dan gaya geser.

### 2.4 Keaslian Penelitian

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu tentang perencanaan ulang jembatan, penelitian yang akan dilakukan yaitu Optimalisasi Disain Jembatan Buntung Sleman Menggunakan PCI Girder dengan Variasi Mutu Beton dan Tinggi Gider belum pernah dilaksanakan. Pada perencanaan ini digunakan Peraturan Standar Pembebanan Jembatan RSNIT-02-2005 dan Standar Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan yang merupakan panduan dalam perencanaan jembatan di Indonesia. Pada Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang dapat dilihat bukti keaslian penelitian.

**Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang**

<b>Nama Peneliti</b>	<b>Hendi Prasetyo</b>	<b>Awang P.E.A Dempo</b>	<b>Andri Febrianto</b>	<b>Riski Jati Nugroho</b>
<b>Tahun</b>	2017	2014	2015	2013
<b>Jenis Jembatan</b>	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang
<b>Nama Jembatan</b>	Buntung	Irung Petruk	<i>Flyover</i> Jombor	Kretek II
<b>Lokasi</b>	Sleman	Kulon Progo	Sleman	Bantul
<b>Profil</b>	I Girder	I Girder	I Girder	Box Girder
<b>Bentang</b>	40 m	32 m	40 m	70 m
<b>Peraturan yang digunakan</b>	RSNIT-02-2005	BMS 1992 dan RSNIT-02-2005	BMS 1992 dan RSNIT-02-2005	BMS 1992

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tinjauan Umum**

Bab ini menjelaskan tentang teori yang mendukung penulisan tugas akhir dalam perencanaan ulang Jembatan Buntung yang meliputi beberapa teori tentang perencanaan struktur jembatan dengan menggunakan beton prategang yang diperoleh dari catatan-catatan, buku, jurnal, dan laporan tugas akhir yang diperoleh dari peneliti dan perencana sebelumnya. Perencanaan ulang struktur Jembatan Buntung meliputi perencanaan struktur atas dan bawah jembatan.

#### **3.2 Pengertian Jembatan**

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau jalan lalu lintas biasa). Jika jembatan itu berada di atas jalan lalu lintas biasa maka biasanya dinamakan *viaduct*.

Sistem bangunan atas jembatan yang telah diteliti dan dikembangkan selama bertahun-tahun, termasuk pengembangan tipe-tipe konstruksi bangunan atas, jenis material, nilai ekonomis, dan panjang jembatan yang mungkin dicapai telah menghasilkan suatu kesimpulan berupa suatu konsep yang dikenal dengan sebutan “Bentang Ekonomis Jembatan” (Herry,2003). Bentang yang paling ekonomis pada suatu tipe konstruksi jembatan dengan material tertentu disajikan pada Tabel 3.1.

**Tabel 3.1 Bentang Ekonomis Jembatan Berdasarkan Material**

	<b>Tipe Jembatan</b>	<b>Bentang</b>
1.	Box Culvert ( <i>Single, double, triple</i> )	1 m – 10 m
2.	Flat Slab Beton	5 m – 15 m
3.	Void Slab	6 m – 16 m
4.	Gelagar Beton T	6 m – 25 m
5.	Modifikasi Gelagar Beton T	18 m – 25 m
6.	Box Beton Bertulang	25 m – 40 m
7.	Gelagarr Komposit Tipe I dan Box	16 m – 40 m
8.	Gelagar <i>Prestressed I Section</i>	25 m – 40 m
9.	Gelagar <i>Prestressed Box Prismatic Section</i>	30 m – 60 m
10.	<i>Box Free Cantilever System</i>	40 m – 300 m
11.	Pelengkung ( <i>Arch</i> )	50 m – 250 m
12.	Rangka Baja	40 m – 200m
13.	<i>Cable Stayed</i>	250 m -500 m
14.	Gantung ( <i>Suspension</i> )	300 m – 2000 m

Sumber : Perencanaan Teknik Jembatan DJBM. (1992)

Komponen jembatan secara umum dibagi menjadi 2 bagian besar, yaitu sebagai berikut.

1. Struktur Atas (*Upper Structure*)

Struktur atas jembatan (*upper structure*) adalah bagian dari elemen-elemen konstruksi yang dirancang untuk memindahkan beban-beban yang diterima oleh lantai jembatan hingga ke perletakkan, sedangkan lantai jembatan adalah bagian jembatan yang langsung menerima beban lalu lintas kendaraan dan pejalan kaki.

Struktur atas jembatan (*upper structure*) terdiri dari:

- a. Dinding sandaran
- b. Konstruksi trotoar
- c. Lantai jembatan
- d. Gelagar (*girder*)
- e. Balok diafragma

f. Tumpuan (*Bearing*)

2. Struktur Bawah (*Sub Structure*)

Struktur bawah jembatan (*sub structure*) merupakan suatu sistem yang mendukung beban yang terjadi pada struktur atas (*upper structure*). Bagian-bagian dari struktur bawah jembatan antara lain:

a. *Abutment*

b. Pondasi *abutment*

### 3.3 Prinsip Dasar Beton Prategang

Hadipratomo (2006) menyatakan bahwa seperti halnya beton bertulang, beton prategang juga merupakan struktur komposit antara dua bahan yaitu beton dan baja tetapi dengan mutu tinggi. Baja yang dipakai disebut *tendon* yang dikelompokkan dan membentuk kabel. Seperti yang sudah diketahui, beton tidak dapat menahan tarik, namun dapat menerima tekanan yang besar. Tegangan tarik yang besar selalu terjadi pada struktur yang besar atau mempunyai bentang besar, atau beban yang berat.

Dengan pertimbangan tersebut, maka di daerah yang diperkirakan akan timbul tegangan tarik, dipasang tendon yang diberi tegangan awal. Yang dimaksudkan dengan tegangan awal disini adalah tegangan tarik.

Dikenal beberapa jenis penampang jembatan yang digunakan dalam perencanaan struktur atas jembatan menggunakan beton prategang, diantaranya sebagai berikut.

1. Penampang I (*PC I-Girder*)

Gelagar utama terdiri dari plat girder atau rolled-I, penampang I efektif menahan beban tekuk dan geser.

2. Penampang kotak maupun trapesium (*box girder*)

Gelagar utama terdiri dari satu atau beberapa balok kotak berongga dari beton, sehingga mampu menahan lendutan, geser dan torsi secara efektif.

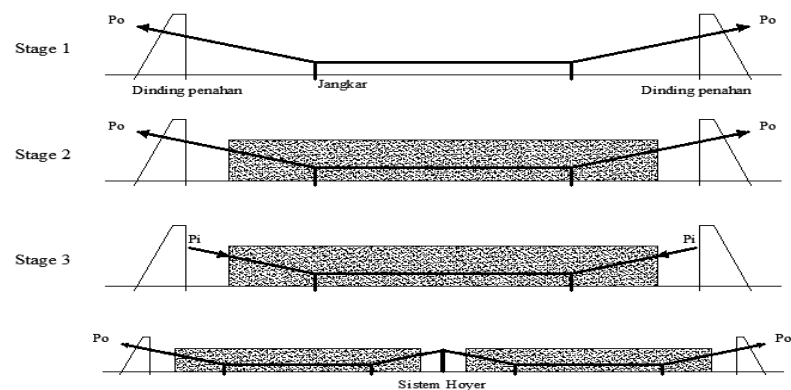
### 3. Penampang U ( *PC U-Girder* )

Gelagar utama terdiri dari satu atau beberapa balok berpenampang U dan akan diperkuat baja-baja prategang di dalamnya. Gelagar ini mempunyai nilai estetika yang tinggi dibandingkan dengan gelagar lain.

#### 3.3.1 Sistem Penarikan Baja Prategang

##### 1. Pratarik (*Pretensioning*) dan pengangkuran ujung

Pada sistem pratarik, baja prategang ditarik/diregangkan terlebih dahulu dan dijangkarkan pada tembok/dinding penahan (*bulkhead*), kemudian beton dicor. Setelah beton mencapai umur/kekuatan tertentu, baja prategang menekan komponen/balok. Transfer gaya prategang umumnya melalui ikatan/lekatan antara baja prategang dengan beton yang mengelilinginya. Pemakaian praktis dari metode pratarik ini pertama kali dikerjakan oleh E.Hoyer, sehingga dikenal sebagai system Hoyer (Aboe, A.K., 2006). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.1.



**Gambar 3.1 Sistem Pratarik**

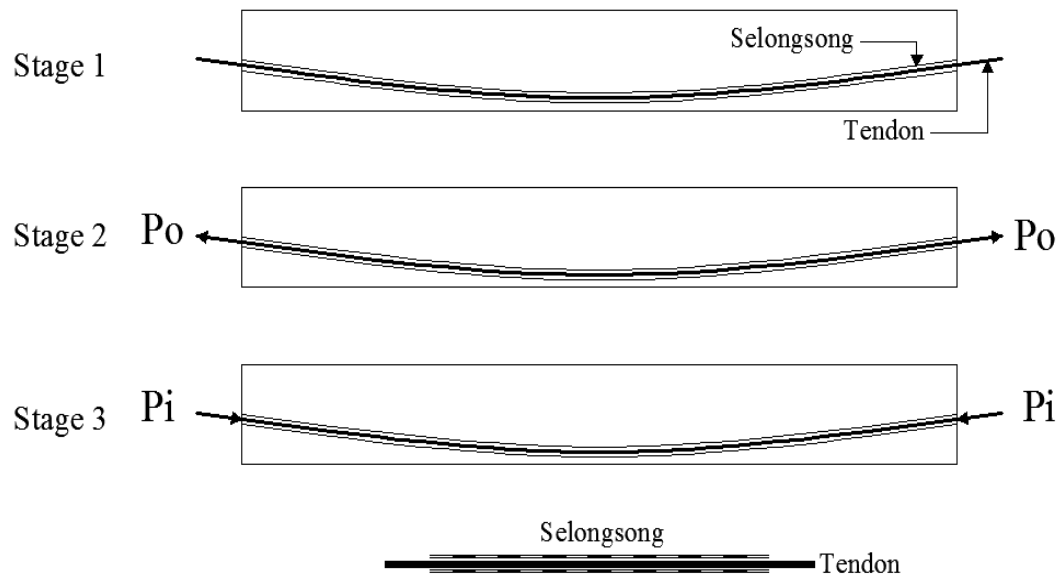
(Sumber: Aboe, A.K., 2006)

##### 2. Pascatarik (*posttensioning*) dengan metode penarikan kabel.

Sistem pascatarik merupakan kebalikan sistem pratarik. Pada cara ini pertama-tama beton dicor/dicetak terlebih dahulu, dengan baja prategang sesuai alinyemen yang direncanakan terletak di dalam selongsong (*duck*) juga ikut tercor.

Setelah beton mencapai umur/kekuatan tertentu, baja prategang ditarik dan kemudian dijangkarkan/diangkurkan pada ujung komponen. Transfer gaya

prategang pada sistem ini melalui angkur (Aboe, A.K., 2006). Untuk lebih jelasnya lihat pada Gambar 3.2.



**Gambar 3.2 Sistem Paskatarik**

(Sumber: Aboe, A.K., 2006)

### 3.3.2 Konsep Beton Prategang

Menurut Lin T.Y dan Burnas (1982) dalam buku “Struktur Beton Prategang” oleh (Aboe, A.K., 2006), ada tiga konsep yang dapat digunakan untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang yaitu sebagai berikut.

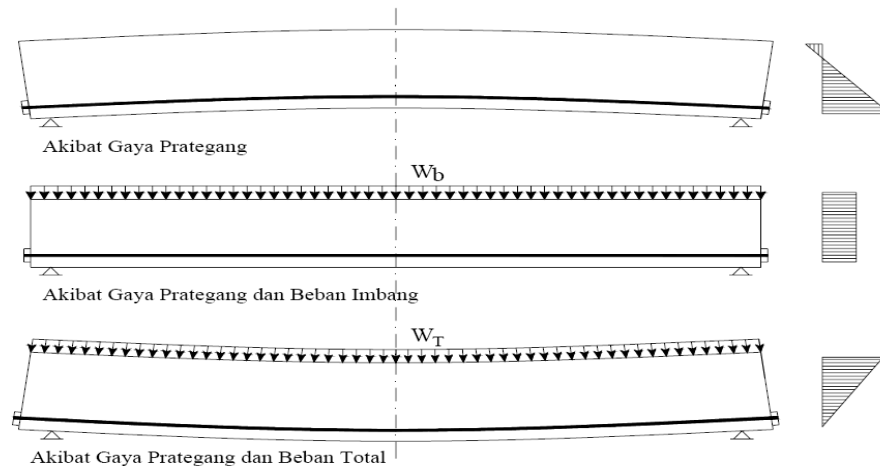
#### 1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi elastis

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Konsep ini merupakan pemikiran dari Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang sebagai beton yang ditransformasikan dari bahan getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian rupa sehingga bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini kemudian muncul kriteria “tidak ada tegangan tarik” pada beton.

Berdasarkan pandangan tersebut, beton divisualisasikan sebagai benda yang mengalami dua sistem pembebanan yaitu:



- a. Gaya internal (gaya prategang)
- b. Beban eksternal (berat sendiri + beban mati + beban hidup)



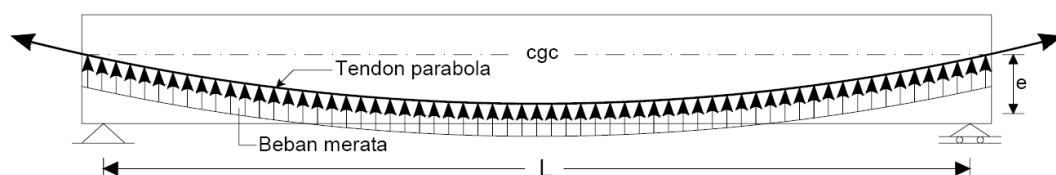
**Gambar 3.3 Balok Akibat Gaya Prategang dan Gaya Eksternal**

(Sumber: Aboe, A.K., 2006)

## 2. Sistem prategang untuk mencapai keseimbangan beban

Konsep ini menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah elemen struktur. Penerapan konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya pada beton sepanjang bentang.

Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai kesetimbangan berat sendiri sehingga elemen struktur yang mengalami lenturan seperti pelat (*slab*), balok, dan gelagar (*girder*) tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Bila tendon dengan profil parabola ditarik, maka untuk dapat tetap mempertahankan posisinya diperlukan gaya vertikal ke bawah. Karena tendon terbungkus beton, maka akan timbul gaya ke atas menekan beton, yang berlawanan arah dengan gaya untuk mempertahankan posisi tendon. (Aboe, A.K., 2006) lihat Gambar 3.4.



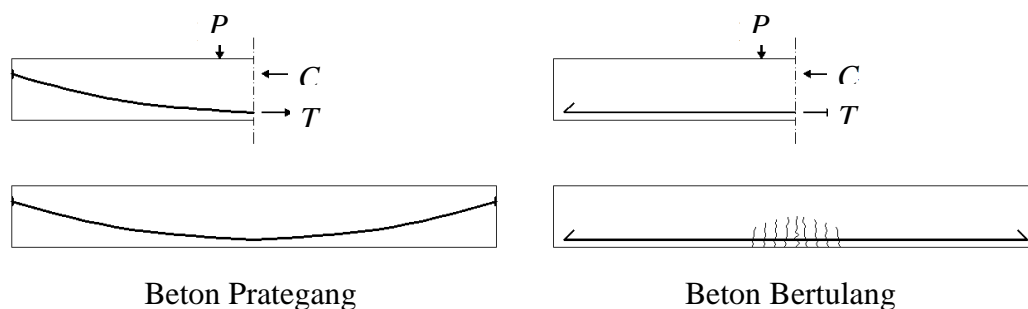
**Gambar 3.4 Balok Prategang dengan Tendon Parabola**

(Sumber: Aboe, A.K., 2006)

### 3. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton bertulang. Fungsi baja menahan tarikan dan beton menahan desakan. Dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal. Jika baja mutu tinggi ditanamkan pada beton, seperti pada beton bertulang biasa, beton sekitarnya akan menjadi retak berat sebelum seluruh kekuatan baja digunakan. Oleh karena itu, baja perlu ditarik sebelumnya terhadap beton. Dengan menarik dan menjangkarkan baja ke beton, dihasilkan tegangan dan regangan yang diinginkan pada kedua bahan, tegangan dan regangan tekan terjadi pada beton, sedangkan tegangan dan regangan tarik terjadi pada baja. Kombinasi ini memungkinkan pemakaian yang aman dan ekonomis dari kedua bahan yang hal ini tidak dapat dicapai jika baja hanya ditanamkan di dalam beton seperti pada beton bertulang biasa. (Aboe, A.K., 2006)

Berikut Gambar 3.5 yang menjelaskan tentang perbedaan antara penampang balok prategang dan balok beton bertulang pada saat diberikan beban.



**Gambar 3.5 Momen Tahanan Internal pada Balok Beton Prategang dan Beton Bertulang**

#### 3.3.3 Tahap Pembebanan

Dalam perancangan beton prategang, pembebanan tidak hanya ditinjau berdasarkan beban eksternal yang bekerja, seperti beban mati dan beban hidup, tetapi juga terhadap kombinasi dari beban-beban tersebut dengan gaya prategang yang bekerja pada penampang beton. Diantara tahap pembebanan tersebut yang paling kritis biasanya pada tahap sesaat setelah baja ditegangkan (*initial stage*)

dan pada masa pelayanan/akhir (*service/final stage*). (Bambang S dan Agus S.M, 2007)

#### 1. *Initial Stage*

*Initial stage* adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategangan dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis. Pada sistem penarikan awal (*pre tensioning*), untuk mempercepat proses penarikan, tendon dilepaskan pada saat beton mencapai (60-80) % kekuatan yang disyaratkan yaitu pada umur 28 hari. Pada sistem penarikan akhir (*post tensioning*), tendon tidak ditarik sekaligus tetapi ditarik dalam dua atau tiga tahap untuk memberikan kesempatan kepada beton untuk mencapai kekuatan yang diisyaratkan gaya prategang diterapkan sepenuhnya. (Naaman, 1982).

#### 2. *Final Stage*

Tahap ini merupakan kondisi paling berat untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya. (Naaman, 1982).

### **3.4 Jenis Perencanaan**

Untuk memperoleh hasil perencanaan yang menjamin keamanan, beberapa pendekatan perencanaan dapat diterapkan. Pendekatan ini umumnya berdasarkan teori yang didukung oleh bukti-bukti/hasil penelitian. Beberapa pendekatan tersebut antara lain: perencanaan tegangan kerja (*working stress design*), perencanaan kekuatan batas (*ultimite strength design*), perencanaan plastis (*limit or plastic design*), perencanaan keadaan batas (*limit state design*), dan perencanaan probabilitas (*probabilistic design*). Meskipun perencanaan dengan satu cara sudah cukup, perencanaan prategang pada saat ini biasanya merupakan kombinasi perencanaan tegangan kerja dan kekuatan batas. (Naaman, 1982).

### 1. Perencanaan Tegangan Kerja (*Working Stress Design/WSD*)

Pada pendekatan ini, tegangan di bawah beban kerja dibatasi dengan tegangan ijin dan struktur diasumsikan sebagai elastis linier. Keamanan dipenuhi dengan memilih tegangan kerja sebagai bagian kecil dari karakteristik kekuatan komponen material. Tegangan ijin diterapkan dalam bermacam-macam peraturan dan kemungkinan berbeda satu sama lain. Sebagai contoh, tegangan ijin maksimum terhadap lentur pada beton dapat diambil sebesar  $0,45 f'_c$ , hal ini memberikan angka keamanan sebesar  $1/0,45 = 2,22$ . Perlu diperhatikan bahwa pada perencanaan tegangan kerja, semua jenis beban diperlakukan sama. (Naaman, 1982).

Pada perencanaan tegangan kerja, tegangan-tegangan pada serat terluar umumnya ditinjau dalam dua keadaan yaitu setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan saat pelayangan (*final stage*). (Naaman, 1982).

### 2. Perencanaan Kuat Batas (*Ultimate Strength Design/USD*)

Pada pendekatan ini, beban kerja rencana dikalikan dengan faktor beban dan struktur direncanakan untuk menahan beban terfaktor tersebut pada kapasitas batasnya. Beban terfaktor yang berhubungan dengan jenis beban ditujukan untuk mengurangi pengaruh derajat kemajemukan dan ketidaktentuan dari beban-beban tersebut. Pendekatan ini lebih realistis daripada perencanaan tegangan kerja di mana semua beban diperlakukan sama. Pada kondisi batas, kuat batas lentur harus dihitung berdasarkan konsep kompatibilitas regangan dengan memperhitungkan regangan-regangan yang terjadi pada saat transfer prategang. (Naaman, 1982).

Pada perencanaan pendekatan ini, tegangan dibawah beban kerja dibatasi dengan tegangan ijin dan struktur diasumsikan elastis linier. Keamanan dipenuhi dengan memilih komponen material. Tegangan ijin ditetapkan dalam bermacam-macam peraturan dan kemungkinan berbeda satu sama lain. (Naaman, 1982).

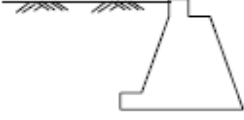

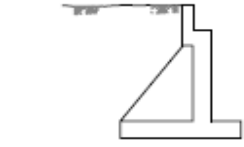

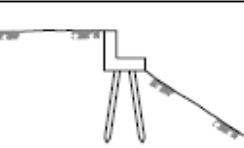

### 3.5 *Abutment*

*Abutmen* (Kepala Jembatan). Perencanaan *abutment* jembatan menurut Direktorat Jenderal Bina Marga pada Buku Perencanaan Teknik Jembatan perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut.

1. Memiliki dimensi yang ekonomis.
2. Kuat menahan beban struktur atas, beban lalu lintas, beban angin, dan beban gempa.
3. Kuat menahan tekanan air mengalir, tumbukan benda hanyutan, tumbukan kapal, dan tumbukan kendaraan.

*Abutment* merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah dengan fungsi mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu di sekitar jembatan. Tipe *abutment* untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3. 2 Jenis-Jenis *Abutment*

JENIS PANGKAL		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITASI		3-4			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER	 Optional Tie-Back	8			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT		6-8			
PANGKAL KOLOM SPILL TROUGH					
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA					
PANGKAL TANAH BERTULANG		5-15			

Sumber: Perencanaan Teknik Jembatan, DJBM PU.(1992)

Struktur bawah jembatan yang berupa *abutment* harus direncanakan berdasarkan perilaku jangka panjang material dan kondisi lingkungan, seperti selimut beton digunakan minimal 30 mm (daerah normal) dan minimal 50 mm (daerah agresif).

### 3.6 Pondasi

Pondasi adalah struktur paling bawah dari suatu bangunan. Pondasi suatu bangunan berfungsi untuk meneruskan beban-beban pada struktur atas ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya. Dasar pondasi harus diletakkan pada tanah keras. Apabila tanah keras masih berada pada kedalaman 2 meter dapat digunakan pondasi dangkal. Untuk kedalaman 6-8 meter harus digunakan pondasi sumuran dan untuk kedalaman lebih dari 8 meter digunakan pondasi tiang pancang atau *bor pile*. (Hardiyatmo, 2003)

Pondasi merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban yang bekerja di atasnya ke tanah. Kegagalan perencanaan pondasi akan mengakibatkan bangunan secara keseluruhan tidak stabil dan mudah runtuh meskipun struktur atas kuat dan aman.

Oleh karena itu, data yang diperlukan untuk menentukan jenis pondasi suatu bangunan adalah sebagai berikut ini.

1. Susunan, tebal dan sifat lapisan tanah,
2. Besar, macam dan sifat khusus bangunan,
3. Peralatan yang tersedia,
4. Beban yang harus didukung,
5. Biaya dan tenaga kerja serta lingkungan sekitar bangunan.

Selain data di atas, ada persyaratan teknis lain yang harus diperhatikan dalam merencanakan fondasi, yaitu:

1. Tanah dasar harus mampu mendukung beban yang bekerja,
2. Fondasi aman terhadap bahaya guling dan geser yang terjadi,
3. Dapat menahan tekanan air yang mungkin terjadi,
4. Dapat menyesuaikan terhadap kemungkinan terjadi gerakan-gerakan tanah, seperti penyusutan tanah, tanah yang labil, maupun gaya horizontal akibat beban gempa bumi,

Adapun jenis-jenis fondasi sebagai berikut ini.

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal yaitu pondasi dengan kedalaman  $< 3$  m. Adapun jenis-jenis pondasi yang termasuk dalam fondasi dangkal adalah sebagai berikut ini.

- a. Pondasi staal, yaitu pondasi batu kali yang menerus dan biasanya digunakan pada rumah tinggal sederhana.
- b. Pondasi plat kaki (*foot plat*) yaitu pondasi yang berbentuk plat dengan pembebanan terbalik dan kedalaman pondasinya  $\pm 2,5$  m.

## 2. Pondasi dalam

Pondasi dalam yaitu pondasi dengan kedalaman  $\geq 3$  m. Adapun jenis-jenis pondasi yang termasuk dalam pondasi dalam adalah sebagai berikut ini :

- a. Pondasi tiang pancang, yaitu pondasi yang dikerjakan dengan cara tiang pondasi dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan ke dalam tanah. Untuk memasukkan tiang ke dalam tanah sampai dengan kedalaman yang direncanakan adalah dengan cara memukul kepala tiang berulang kali dengan menggunakan palu khusus.
- b. Pondasi tiang bor, yaitu pondasi yang dikerjakan dengan cara membuat lubang bor dengan diameter yang direncanakan. Umumnya tulangan yang telah dirangkai kemudian dimasukkan ke dalam lubang tersebut dan diikuti dengan pengisian material beton ke dalam lubang bor tersebut.

## 3. Pondasi Sumuran

Pondasi Sumuran adalah beton normal/beton biasa yang menggunakan ukuran agregat yang relatif besar. Ukuran agregat kasar mencapai 20 cm. Pondasi sumuran/siklop terdapat dibawah pondasi yang berfungsi untuk perbaikan tanah sehingga pondasi dapat berdiri diatasnya.

Berdasarkan data yang tersedia dan dengan berbagai pertimbangan teknis kondisi di lapangan, maka jembatan Buntung direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) untuk *abutment*.

### 3.7 Pembebanan

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan mengacu pada Peraturan Standar Pembebanan Untuk Jembatan RSNIT-02-2005, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004.



Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan. Pada perencanaan ulang Jembatan Buntung ini beban rencana yang diperhitungkan terdiri dari:

1. Beban permanen
2. Beban lalu lintas
3. Beban dari lingkungan
4. Beban lainnya

### 3.7.1 Beban Permanen

#### 1. Berat Sendiri

Berat sendiri jembatan merupakan berat elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dipikul dan bersifat tetap.

##### a. Perencanaan lantai kendaraan

$$\text{Berat plat dipakai} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat perkerasan aspal dipakai} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat air hujan dipakai} = 9,8 \text{ kN/m}^3$$

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.2 Tabel 3)

##### b. Perencanaan gelagar jembatan

$$\text{Berat sendiri gelagar} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat diafragma} = 25 \text{ kN/m}^3$$

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.2 Tabel 3)

#### 2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan terdiri dari elemen non struktural yang merekat secara permanen dan dianggap satu kesatuan yang utuh dalam jembatan, seperti :

##### a. Pelapisan ulang permukaan aspal (*overlay*) dianggap sebesar 50 mm.

$$\gamma_{\text{aspal}} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

##### b. Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton.

##### c. Sarana umum seperti pipa air, lampu jalan, dll

##### d. Genangan air hujan.

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.3)

### 3. Rangkak dan Susut (*Creep and Shrinkage*)

Pengaruh rangkak dan penyusutan (*creep and shrinkage*) harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini harus dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan.

### 4. Prategang (*Prestress*)

*Prestressing* akan menyebabkan momen sekunder pada elemen struktur yang mengalami pengekgangan (*restrain*) pada struktur statik tak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas layan maupun batas *ultimate*. Efek *prestressing* harus diperhitungkan sebelum (selama konstruksi) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lain.

## 3.7.2 Beban Lalu Lintas

### 1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

- a. Beban terbagi merata (UDL) mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut.

$$L \leq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$L \geq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

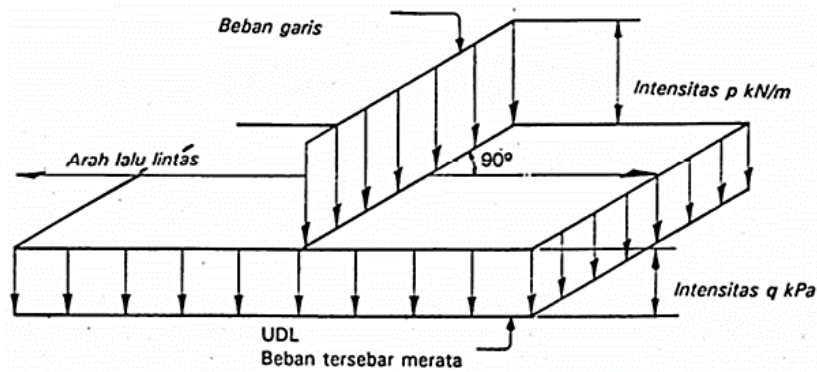
(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 6.3)

“ $L$ ” merupakan jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban lajur “D” ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.6.

- b. Beban garis (KEL) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas ditunjukkan pada Gambar 3.7.

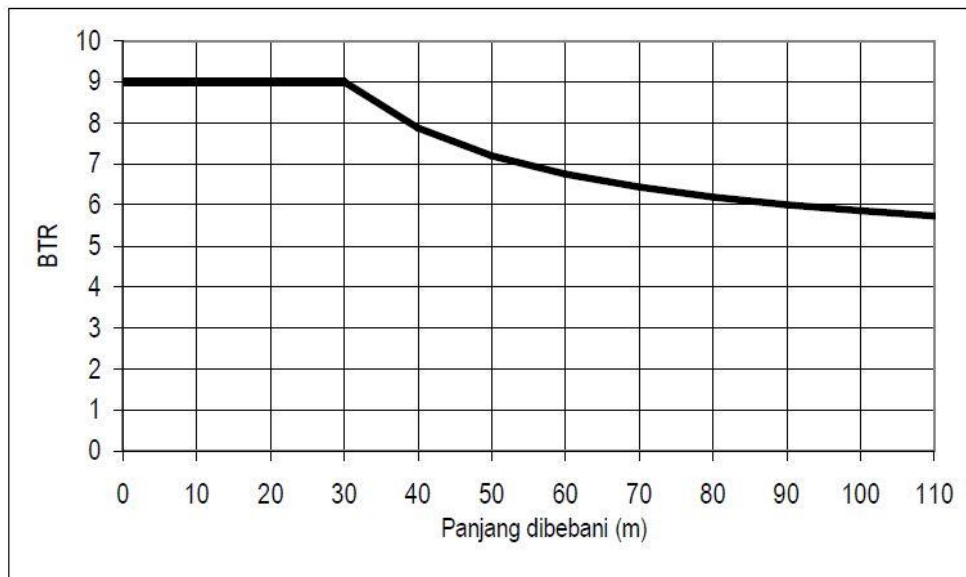
KEL mempunyai intensitas,  $p = 49,0 \text{ kN/m}$ ,

(Sumber: RSNIT-02-2005, Pasal 6.3)



**Gambar 3.6 Beban Lajur “D”**

(Sumber: RSNI-T-02-2005)



**Gambar 3.7 Grafik Beban Tersebar Merata**

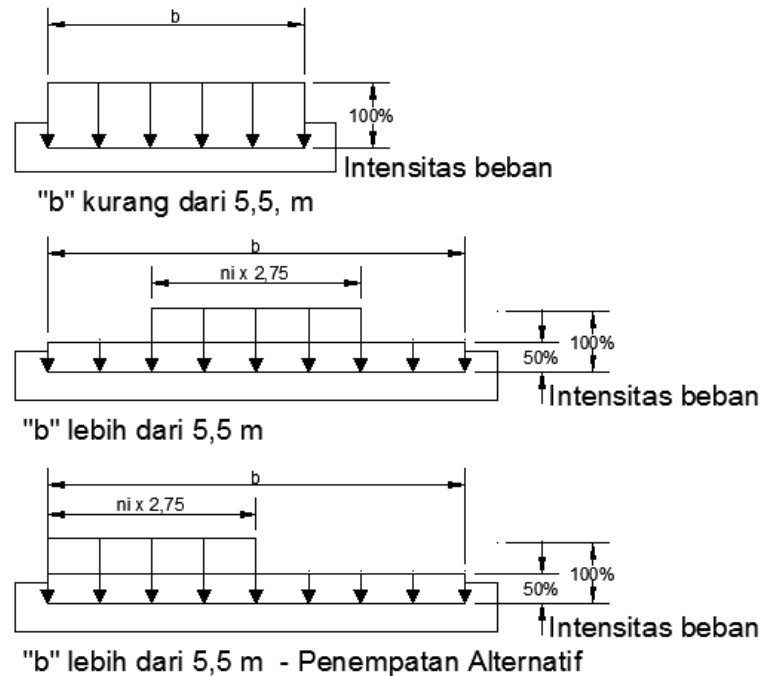
(Sumber: RSNI-T-02-2005)

Ketentuan penyebaran beban “D” pada arah melintang jembatan sebagai berikut.

- Lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 meter, beban “D” harus ditempatkan diseluruh jalur dengan intensitas 100%.
- Lebar jalur kendaraan lebih besar dari 5,5 meter, beban “D” harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana ( $n_i$ ) yang berdekatan dengan intensitas 100%. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar  $n_i \times 2,75 q$

kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar  $n_i \times 2,75 p$  kN. Keduanya bekerja dengan berupa strip pada jalur selebaran  $n_i \times 2,75$  m.

- c. Beban “D” tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti terlihat pada Gambar 3.8.

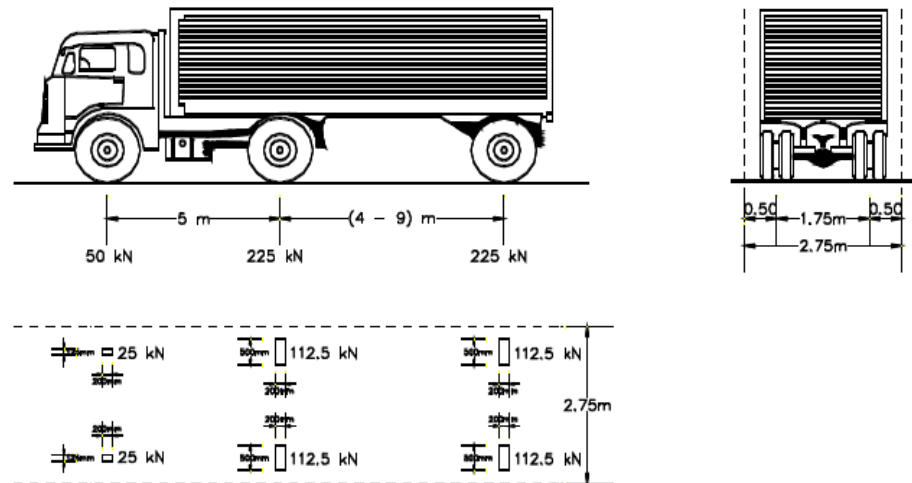


**Gambar 3.8 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang**

(Sumber: RSNI-T-02-2005)

## 2. Beban *Truck* “T”

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan ditunjukkan pada Gambar 3.9.

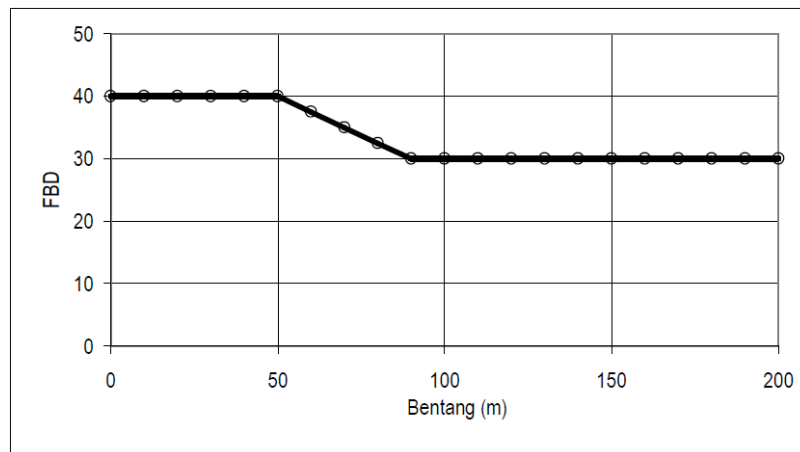


**Gambar 3.9 Beban Truck "T"**

(Sumber: RSNI-T-02-2005)

### 3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Faktor beban dinamis berlaku untuk pembebanan "D" dan pembebanan truk "T" untuk simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Beban garis FBD dapat dilihat pada Gambar 3.10.



**Gambar 3.10 Faktor Beban Dinamis (FBD)**

(Sumber: RSNI-T-02-2005)

**Tabel 3.3 Faktor Beban Dinamik untuk Beban garis KEL**

BENTANG EKUIVALEN $L_E$ (m)	FBD (untuk kedua keadaan batas)
$L_E \leq 50$	0.4
$50 < L_E < 90$	$0.4 - 0.0025 (L_E - 50)$
$L_E \geq 90$	0.3

Sumber : RSNI-T-02-2005 (2005)

Catatan:

Untuk bentang sederhana  $L_E =$  panjang bentang aktual

Untuk bentang menerus  $L_E = \sqrt{L_{rata-rata} - L_{maks}}$  (3.3)

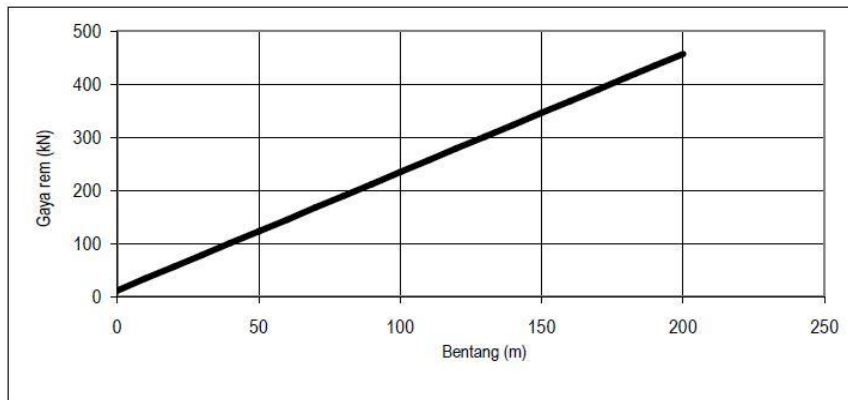
dengan:

$L_{rata-rata}$  = panjang bentang rata-rata dari bentang-bentang menerus.

$L_{maks}$  = panjang bentang maksimum dari bentang-bentang menerus

#### 4. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi harus ditinjau. Pengaruh ini harus diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur  $D$  yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem dianggap bekerja horizontal searah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m dari permukaan lantai kendaraan. Apabila panjang bentang melebihi 30 m, maka beban lajur  $D$  jangan direduksi, namun digunakan rumus  $q = 9,0$  kPa. Gaya rem yang terjadi pada jembatan bergantung pada panjang bentang jembatan tersebut. Maka gaya rem yang terjadi dapat digunakan dengan grafik seperti pada Gambar 3.11.



**Gambar 3.11 Gaya Rem per Lajur 2,75 (KBU)**

(Sumber: RSNI-T-02-2005)

#### 5. Beban Rencana *Kerb*

*Kerb* harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit sebesar 15 kN/m yang bekerja sepanjang bagian atas kerb.(RSNI-T-02-2005).

### 3.7.3 Beban Lingkungan

#### 1. Beban Angin

Beban angin bekerja pada arah horizontal dan terbagi merata pada bidang vertikal jembatan dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Gaya nominal *ultimate* dan gaya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana (RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6).

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_B \text{ (kN)} \quad (3.4)$$

dengan:

$C_w$  = koefisien seret – lihat Tabel 3.4

$V_w$  = kecepatan angin rencana (m/det),- lihat Tabel 3.5

$A_B$  = luas bidang samping jembatan ( $m^2$ )

Apabila suatu kendaraan sedang berada di atas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti berikut:

$$T_{EW} = 0,0012 C_w (V_w)^2 A_s \text{ (kN)} \quad (3.5)$$

dengan:

$$C_w = 1,2$$

**Tabel 3.4 Koefisien Seret  $C_w$**

Struktur Atas Masif	$C_w$
$b/d = 1,0$	2,10
$b/d = 2,0$	1,50
$b/d \geq 6,0$	1,25

Catatan :  
 b = lebar total jembatan dihitung dari sisi luar sandaran  
 d = tinggi struktur atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif  
 untuk harga b/d dapat di interpolasi linear

Sumber : RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6 (2005)

**Tabel 3.5 Koefisien angin rencana  $V_w$**

Keadaan Batas	Lokasi	
	s/d 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6 (2005)

## 2. Beban gempa

Beban gempa yang digunakan pada perencanaan Jembatan Buntung ini adalah beban gempa *static ekuivalen* berdasarkan respons spektrum Pembebanan Jembatan RSNIT-02-2005.

$$T_{EQ} = K_H \cdot I \cdot W_T \quad (3.6)$$

$$K_H = C \cdot S \quad (3.7)$$

dengan :

$T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN).

$K_H$  = Koefisien beban gempa horizontal.

$C$  = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai, dapat dilihat pada Gambar 3.12 dan Gambar 3.13.

$I$  = Faktor kepentingan.

$S$  = Faktor tipe bangunan



$W_T$  = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah dengan beban mati tambahan (kN)

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana bisa menggunakan waktu getar struktur dihitung dengan rumus:

$$T = 2 \pi \times \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}} \quad (3.8)$$

$$K_p = 48 \times E_c \times \frac{I_c}{L^3} \quad (3.9)$$

$$W_{TP} = (P_{MS} + P_{MA}) \text{ Struktur atas} + 0,5 \times P_{MS}$$

dengan :

$T$  = Waktu getar struktur (detik)

$W_{TP}$  = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat pilar (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

$P_{MS}$  = Berat sendiri (kN)

$P_{MA}$  = Berat mati tambahan (kN)

$g$  = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt<sup>2</sup>)

$K_p$  = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

$E_c$  = Modulus elatis beton ( kPa )

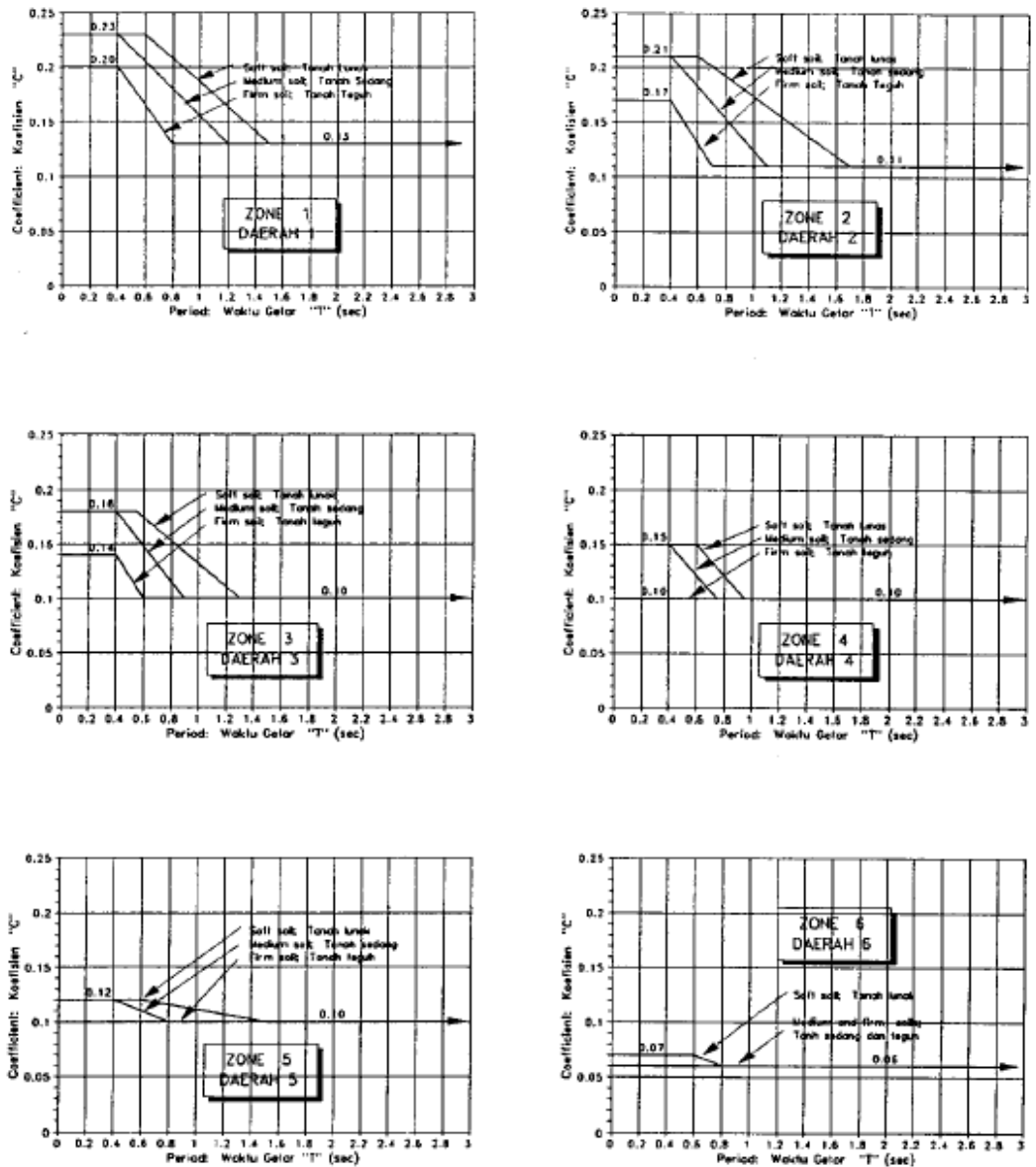
$I_c$  = Momen Inersia ( m<sup>4</sup> )

$h$  = Tinggi struktur ( m )



**Gambar 3.12 Wilayah Gempa Indonesia untuk perioda ulang 500 tahun**

(Sumber: RSNIT-02-2005-Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan)



**Gambar 3.13 Koefisien Geser Dasar (C) Plastik Untuk Analisis Data**  
 (Sumber: RSNIT-02-2005-Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan)

### 3. Beban Aliran Air ( TEF )

Semua pilar dan bagian-bagian dari bangunan jembatan yang mengalami gaya aliran air dan benda hanyutan harus diperhitungkan dapat menahan tegangan-tegangan maksimum akibat gaya tersebut. Gaya geser yang terjadi akibat aliran air dihitung dengan rumus:

$$T_{EF} = 0,5 \times Cd \times Vd^2 \times Ad \text{ ( kN )} \quad (3.10)$$

dengan :

$Ad$  = Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air hujan ( $m^2$ ).

$Va$  = Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu:  $Va$   
= 3 m/det,

$Cd$  = Koefisien seret. (lihat tabel 3.6)

**Tabel 3.6 Koefisien Seret**

Bentuk depan pilar	Cd
Persegi	1,4
Bersudut	0,8
Bundar	0,7

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

#### 4. Hanyutan ( TEF )

Gaya akibat benda hanyut dapat dihitung dengan rumus:

$$T_{EF} = 0.5 \times C_D \times Va^2 \times A_D \text{ (kN)} \quad (3.11)$$

dengan :

$C_D$  = 1,04

$Va$  = Kecepatan aliran air rata-rata banjir dengan periode ulang tertentu (m/det),

$A_D$  = Luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran ( $m^2$ )

$h$  = Kedalaman ( diambil = 1.2 m didalam muka air banjir )

$b$  = Lebar benda hanyut, setengah panjang dan harus  $\leq 20$  m

#### 5. Tumbukan Dengan Kayu

Akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan rumus:

$$T_{EF} = M \times V_s^2 / d (\text{kN}) \quad (3.12)$$

dengan:

$M$  = massa batang kayu = 2 Ton

$V_s$  = Kecepatan aliran permukaan pada saat banjir (m/det) =  $1.4 \times V_a$

$V_a$  = Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu:  $V_a$   
= 3 m/det, dan

$d$  = Lendutan elastis ekuivalen (m) (lihat tabel 3.7)

**Tabel 3.7 Lendutan Elastis Ekuivalen**

Tipe pilar	d (m)
Pilar beton masif	0,075
Pilar beton portal	0,150

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Untuk kombinasi pembebanan diambil nilai yang terbesar dari:

- 1) Kombinasi: Gaya seret + gaya akibat benda hanyutan
- 2) Kombinasi: Gaya seret + gaya akibat tumbukan batang kayu

#### 6. Gesekan pada perletakkan

Gesekan pada perletakkan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakkan *elastomer*.

$$T_{FB} = \mu \times (P_{MS} + P_{MA}) \quad (3.13)$$

dengan :

$P_{MS}$  = aksi tetap berat sendiri struktur atas ( kN )

$P_{MA}$  = aksi tetap beban mati tambahan struktur atas ( kN )

$\mu$  = koefisien gesek

Untuk jenis perletakan berupa *elastomeric*, koefisien gesek rata-rata dapat diambil sebesar 0,18.

### 3.8 Kombinasi Pembebanan

Untuk mendesain struktur jembatan digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan *ultimate*. Aksi rencana digolongkan ke dalam aksi tetap dan transien. Kombinasi beban umumnya didasarkan pada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Tipe aksi rencana dapat dilihat pada Tabel 3.8.

**Tabel 3.8 Tipe Aksi Rencana**

Aksi Tetap		Aksi Transien	
Nama	Simbol	Nama	Simbol
Berat sendiri	<i>PMS</i>	Beban lajur "D"	<i>TTD</i>
Beban mati tambahan	<i>PMA</i>	Beban truk "T"	<i>TTT</i>
Penyusutan/rangkak	<i>PSR</i>	Gaya rem	<i>TTB</i>
Prategang	<i>PPR</i>	Beban pejalan kaki	<i>TTP</i>
Pengaruh pelaksanaan tetap	<i>PPL</i>	Beban tumbukan	<i>TTC</i>
Tekanan tanah	<i>PTA</i>	Beban angin	<i>TEW</i>
Penurunan	<i>PES</i>	Gempa	<i>TEQ</i>
		Getaran	<i>TVI</i>
		Gesekan pada perletakan	<i>TBF</i>
		Pengaruh temperatur	<i>TET</i>
		Arus/hanyutan/tumbukan	<i>TEF</i>
		Hidro/daya apung	<i>TEU</i>
		Beban pelaksanaan	<i>TCL</i>

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Faktor beban untuk keadaan batas ultimit harus didasarkan kepada umur rencana jembatan 100 tahun. Untuk jembatan dengan umur rencana yang berbeda, faktor beban ultimit harus diubah dengan menggunakan faktor pengali seperti pada Tabel 3.9.

**Tabel 3.9 Pengaruh Faktor Rencana pada Beban Ultimit**

Klasifikasi Jembatan	Umur Rencana	Kalikan Ku dengan	
		Aksi Tetap	Aksi Transien
Jembatan sementara	20 tahun	1,0	0,87
Jembatan biasa	50 tahun	1,0	1,00
Jembatan khusus	100 tahun	1,0	1,10

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan ulang jembatan Buntung disajikan pada Tabel 3.10.

**Tabel 3.10 Kombinasi Pembebanan pada Saat Keadaan Ultimit**

Aksi / Beban	Kode	Kombinasi			
		1	2	3	4
Berat sendiri	MS	1.30	1.30	1.30	1.30
Beban mati tambahan	MA	2.00	2.00	2.00	2.00
Susut dan Rangkak	SR	1.40	1.40	1.40	1.40
Beban lajur "D"	TD	1.80	1.80	1.80	1.80
Gaya rem	TB	1.80	1.80	1.80	
Pejalan Kaki	TP		1.10	1.10	
Beban angin	EW		1.20	1.20	
Beban gempa	EQ				1.00

Sumber : RSNIT-02-2005 (2005)

Untuk mendesain struktur, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan ultimit.

### 3.9 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

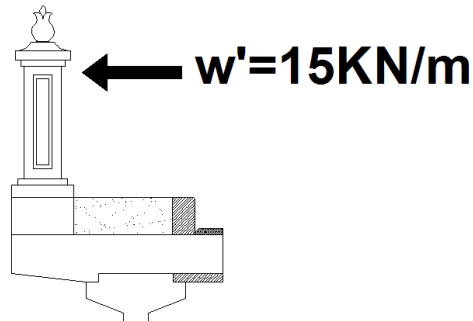
Perencanaan struktur atas jembatan penting untuk diperhatikan karena dari struktur atas sebagian besar beban-beban eksternal pertama kali bekerja dan beban-beban tersebut akan diteruskan ke struktur bawah. Perencanaan struktur atas Jembatan Buntung meliputi perencanaan tiang sandaran, slab lantai kendaraan, dan perencanaan balok prategang dengan bentang 40 meter.

#### 3.9.1 Perencanaan Dinding Pagar Tepi (*Barrier*)

Dinding pagar tepi (*barier*) atau dinding sandaran merupakan kelengkapan jembatan yang berfungsi untuk keselamatan sekaligus untuk membuat struktur lebih kaku. Secara umum, dinding pagar tepi direncanakan dengan tinggi  $\pm 0,9$ – $1,0$  meter dari permukaan trotoar. Dinding pagar tepi Jembatan Buntung direncanakan dengan tinggi 1,25 meter dari muka trotoar. Untuk perencanaan dinding pagar tepi dilakukan perhitungan-perhitungan sebagai berikut.

1. Pembebanan dinding pagar tepi

Dinding pagar tepi dapat dilihat pada Gambar 3.14. Perhitungan dinding pagar tepi dengan menggunakan rumus dan tahapan seperti berikut.



**Gambar 3.14 Slab *Barrier* (pagar tepi)**

Perhitungan gaya geser *ultimate* rencana:

$$H = w' \cdot L \quad (3.14)$$

$$V = K \cdot H \quad (3.15)$$

Perhitungan momen ultimit rencana:

$$M = H \cdot y \quad (3.16)$$

$$M_u = K \cdot M \quad (3.17)$$

dengan:

$w'$  = beban rencana ultimit horizontal pada dinding pagar tepi

$L$  = jarak tinjau dinding pagar tepi

$y$  = lengan terhadap sisi bawah dinding pagar tepi

$H$  = gaya horizontal pada dinding pagar tepi

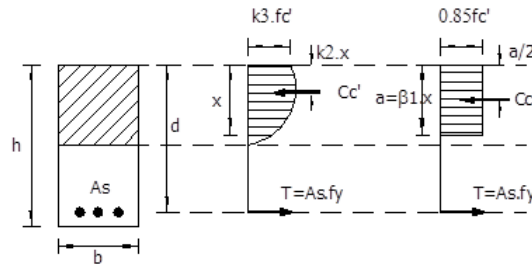
$M$  = momen pada dinding pagar tepi

$K$  = faktor beban *ultimate*



## 2. Perencanaan tulangan dinding pagar tepi

Distribusi tegangan dapat dilihat pada Gambar 3.15, dari gambar tersebut didapat perhitungan tulangan dinding pagar tepi dengan menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut.



**Gambar 3.15 Distribusi Tegangan Penampang Balok**

Setelah mendapat rumus seperti pada langkah nomor 1, maka momen nominal dihitung dengan rumus seperti berikut.

$$M_n = \frac{M}{\phi} \quad (3.18)$$

Setelah didapat Momen nominal ( $M_n$ ), maka dicari faktor tahanan momen dengan rumus seperti berikut.

$$R_n = \frac{M}{(b \cdot d^2)}, \quad R_n < R_{\max} \quad (3.19)$$

Dengan faktor tahanan momen maksimum,

$$R_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \left( 1 - \frac{0,5 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c} \right) \quad (3.20)$$

Dan rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang,

$$\rho_b = \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.21)$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{(0,85 \cdot f'c)}}\right) \quad (3.22)$$

Rasio tulangan yang digunakan harus lebih besar atau sama dengan  $\rho_{\min}$  dan harus lebih kecil atau sama dengan  $\rho_{\max}$ . Adapun rumus untuk  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$  seperti berikut.

$$\text{Rasio tulangan minimum,} \quad \rho_{\min} = \left(\frac{1,4}{fy}\right) \quad (3.23)$$

$$\text{Rasio tulangan maximum,} \quad \rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.24)$$

$$\text{Ratio tulangan pakai,} \quad \rho_{\min} < \rho \text{ perlu} < \rho_{\max} \quad (3.25)$$

Setelah diperoleh rasio tulangan yang memenuhi syarat, maka dapat dihitung luas tulangan pakai dengan rumus seperti berikut.

$$\text{Luas tulangan pakai, } A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.26)$$

Setelah didapat luas tulangan pakai, maka dapat dicari jumlah tulangan yang dibutuhkan (n) dengan cara membagi luas tulangan pakai ( $A_s$ ) dengan luas tulangan yang ditentukan dan nilai n dibulatkan ke atas.

$$\text{Jumlah tulangan yang diperlukan, } n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} \quad (3.27)$$

dengan:

$f'c$  : kuat tekan beton

$fy$  : tegangan leleh baja

$b$  : lebar dinding pagar tepi

$d$  : tebal efektif dinding pagar tepi

$D$  : diameter tulangan yang digunakan

### 3. Perencanaan tulangan geser dinding pagar tepi

Tulangan geser pada dinding pagar tepi berfungsi untuk mengikat tulangan lentur dan menahan dinding pagar tepi agar tidak retak/rusak akibat gaya geser. Untuk menentukan tulangan geser tiang sandaran digunakan rumus dan tahapan sebagai berikut.

Gaya geser *ultimate*

$$V_u = \frac{Mu}{L} \quad (3.28)$$

Kuat geser nominal beton

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b \cdot d \quad (3.29)$$

$\frac{1}{2} \cdot \phi V_c < V_u$  (perlu tulangan geser)

$\frac{1}{2} \cdot \phi V_c > V_u$  (tidak memerlukan tulangan geser)

Jika elemen tiang sandaran memerlukan tulangan geser, maka dilanjutkan dengan mencari kuat geser yang harus ditahan oleh baja tulangan geser ( $V_s$ ) dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.30)$$

Luas tulangan geser sengkang

$$A_v = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \quad (3.31)$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$s = A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{V_s} \quad (3.32)$$

dengan :

$V_u$  = gaya geser *ultimate* rencana

$f'_c$  = kuat tekan beton

$f_y$  = tegangan leleh baja

- $b$  = lebar dinding pagar tepi  
 $d$  = tebal efektif dinding pagar tepi  
 $D$  = diameter tulangan yang digunakan

### 3.9.2 Perencanaan Lantai (*Slab*) Jembatan

Lantai jembatan berfungsi sebagai lantai untuk lalu lintas. Lantai jembatan merupakan pelat yang mampu mendukung beban. Biasanya dipasang pada arah melintang jembatan di atas gelagar. Pada Jembatan Buntung direncanakan menggunakan pelat satu arah. Pelat satu arah yaitu pelat yang hanya ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan, ataupun pelat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi  $L_y/L_x > 2$  sehingga hampir seluruh beban dilimpahkan pada sisi pendek.

Perhitungan tulangan pada lantai jembatan ditinjau selebar 1 meter menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut.

#### 1. Pembebanan pelat lantai

Perhitungan momen *ultimate* rencana slab kendaraan dengan menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut.

$$M_u = K.MS + K.MA + K.IT \quad (3.33)$$

dengan:

- $MS$  = Momen yang ditimbulkan akibat berat sendiri  
 $MA$  = Momen yang ditimbulkan akibat beban mati tambahan  
 $IT$  = Momen yang ditimbulkan akibat beban truk  
 $K$  = Faktor beban *ultimate*

#### 2. Perencanaan tulangan plat lantai

Perencanaan tulangan pada plat lantai sama seperti pada perhitungan tulangan dinding pagar tepi. Namun demikian, ada sedikit perbedaan pada perencanaan tulangan pelat lantai juga dihitung tulangan susut. Tulangan susut berfungsi mencegah terjadinya susut atau retak-retak pada pelat lantai. Adapun rumus yang digunakan untuk mencari luas tulangan susut yang dibutuhkan adalah seperti pada

Tabel 3.11.

**Tabel 3.11 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan**

Mutu Baja (fy)	Luas Tulangan Susut = Asst
≤ BJTD – 30	0,0020.b.h
BJTD - 40	0,0018.b.h
≥ BJTD - 40	$0,0018.b.h \frac{400}{fy}$

Sumber :SNI-03-2847-2002 (2002)

Untuk menghitung jarak tulangan yang digunakan rumus:

$$s = \frac{A_1 \cdot b}{A_s} \quad (3.35)$$

### 3.9.3 Perencanaan Penampang Balok/Gelagar Prategang

Balok/gelagar pada jembatan berfungsi mendukung semua beban yang bekerja pada struktur atas jembatan yang kemudian diteruskan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan Jembatan Buntung ini menggunakan beton prategang jenis *PC I Girder* dengan sistem *simple beam*.

Perencanaan balok beton prategang didasarkan atas beban kerja, tegangan ijin dan asumsi yang didasarkan pada RSNIT-12-2004. Persamaannya terdiri atas beberapa tahapan, yaitu:

1. Pemilihan bentuk dan ukuran penampang,
2. Peninjauan besar gaya prategang dan eksentrisitas tendon,
3. Penentuan tata letak/*layout* tendon disepanjang balok,
4. Pemeriksaan terhadap tegangan-tegangan yang terjadi, kuat/kapasitas penampang pada kondisi batas, lendutan, geser dan sebagainya.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian sehingga dapat mengimbangi hingga batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Baja mutu tinggi merupakan bahan yang umum untuk menghasilkan gaya prategang dan

menyuplai gaya tarik pada beton prategang. Baja mutu tinggi untuk sistem prategang biasanya merupakan salah satu dari ketiga bentuk kawat (*wire*), untaian kawat (*strand*), dan batang (*bar*). Untaian kawat (*strand*) untuk sistem prategang umumnya disesuaikan dengan spesifikasi ASTM A - 416 yang mempunyai kekuatan batas derajat 1720 MPa atau 1860 MPa. *Strand 7* kawat mempunyai sebuah kawat di tengah yang sedikit lebih besar dari keenam kawat sebelah luar yang membungkusnya. Sifat dan karakteristik *strand* terlihat dalam Tabel 3.12.

**Tabel 3.12 Sifat-sifat *strand 7* kawat (ASTM A-416)**

Diameter nominal (mm)	Kekuatan putus (kN)	Luas nominal <i>strand</i> (mm <sup>2</sup> )
*Derajat 1720 Mpa		
6,35	40	23,22
7,94	64,5	37,42
9,53	89	51,61
11,11	120,1	69,68
12,7	160,1	92,9
15,24	240,2	139,35
*Derajat 1860 Mpa		
9,53	102,3	54,84
11,11	137,9	74,19
12,7	183,7	98,71
15,24	260,7	140

Sumber: ASTM A-416

\*Kata “derajat” menunjukkan tegangan putus minimum

Tipe *strand* yang digunakan pada Jembatan Buntung adalah 7 *wires strand* derajat 1860 MPa dengan diameter *strand* 12,7 mm, luas nominal 98,71 mm<sup>2</sup> dan kekuatan putus 183,7 kN.

Menurut SK-SNI-03-1726-2002 3.11.4, tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur dan tegangan ijin tendon prategang seperti berikut.

1. Tegangan ijin beton saat transfer untuk struktur lentur tidak boleh melebihi nilai berikut.
  - a. Serat terluar mengalami tegangan tekan  $(f_{ci}) \leq 0,60 \cdot f'c$
  - b. Serat terluar mengalami tegangan tarik  $(f_{ti}) \leq 0,25 \cdot \sqrt{f'c}$
2. Tegangan ijin beton saat akhir untuk struktur lentur tidak boleh melampaui nilai berikut.
  - a. Serat terluar mengalami tegangan tekan  $(f_{cs}) \leq 0,45 \cdot f'c$
  - b. Serat terluar mengalami tegangan tarik  $(f_{ts}) \leq 0,50 \cdot \sqrt{f'c}$
3. Tegangan ijin tarik tendon prategang ( $f_{ps}$ ) tidak boleh melampaui nilai berikut.
  - a. Akibat gaya pengangkuran tendon  $\leq 0,94 \cdot f_{py}$ , tetapi tidak lebih besar dari  $0,85 \cdot f_{pu}$ .
  - b. Sesaat setelah pemindahan gaya pratekan  $\leq 0,82 \cdot f_{py}$ , tetapi tidak lebih besar dari  $0,74 \cdot f_{pu}$ .
  - c. Tendon paskatarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya  $\leq 0,70 f_{pu}$ .

dengan:

$f_{ps}$  : tegangan pada tulangan prategang di saat penampang mencapai kuat nominalnya

$f_{py}$  : kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan

$f_{pu}$  : kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan

### 3.9.4 Pemeriksaan Tegangan

Pada dasarnya, baik pada sistem pratarik maupun sistem paskatarik, pola tegangan umumnya ditinjau/diperiksa pada dua keadaan yang berbeda yaitu pada saat awal (saat transfer) dan saat akhir/layan/saat *service*. Pada perencanaan Jembatan Buntung ini menggunakan sistem paskatarik.

1. Pemeriksaan tegangan pada saat keadaan awal (saat transfer)

Pemeriksaan tegangan saat transfer adalah pemeriksaan tegangan pada saat awal penarikan tendon. Beban-beban yang diperhitungkan yaitu gaya prategang awal dan berat sendiri balok dan dimungkinkan sebagian beban mati dan hidup

telah bekerja. Penampang yang digunakan untuk perhitungan mencari propertis penampang digunakan penampang *netto*/bersih. Berikut ini rumus yang digunakan untuk menganalisis tegangan-tegangan beton yang terjadi pada serat atas dan bawah pada saat transfer.

Beban-beban yang diperhitungkan adalah:

- Gaya prategang awal  $P_0$  (gaya prategang sebelum terjadi kehilangan tegangan/gaya prategang)
- Beban berat sendiri dan pada sistem paskatarik dimungkinkan sebagai beban mati dan beban hidup yang telah bekerja.

$$M_O = M_G + \lambda (M_D + M_L) \quad (3.36)$$

dengan:

$M_O$  : momen akibat beban-beban yang bekerja saat transfer

$M_G$  : momen akibat berat gelagar

$M_D$  : momen akibat beban mati

$M_L$  : momen akibat beban hidup

Tegangan – tegangan awal di tengah bentang

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e \cdot y_a}{I_x} - \frac{M_0 \cdot y_a}{I_x} \quad (3.37)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e \cdot y_b}{I_x} - \frac{M_0 \cdot y_b}{I_x} \quad (3.38)$$

dengan:

$P_0$  = gaya prategang awal

$A_c$  = luas penampang balok

$e$  = eksentrisitas

$c$  = jarak titik berat



$M_0$  = momen akibat beban berat sendiri balok

Atau dapat ditulis dengan,

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e}{S_a} - \frac{M_0}{S_a} \quad (3.39)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 \cdot e}{S_b} - \frac{M_0}{S_b} \quad (3.40)$$

$$\text{Di mana, } S_b = \frac{I_x}{y} \quad (3.41)$$

## 2. Pemeriksaan tegangan pada saat akhir (saat layan/service)

Pemeriksaan tegangan pada saat keadaan akhir (saat layan) adalah pemeriksaan pada saat seluruh beban transversal sudah bekerja. Penampang yang digunakan untuk perhitungan propertis yaitu penampang transformasi untuk tendon terekat (*bounded*) dan penampang *netto* untuk tendon tak terekat (*unbounded*).

Beban-beban yang bekerja/diperhitungkan adalah:

- Gaya prategang efektif  $P_e$  (gaya prategang setelah terjadi seluruh kehilangan tegangan).

$$P_e = R \cdot P_0 \quad (3.42)$$

$$R = 1 - LOF \quad (3.43)$$

dengan:

$R$  = rasio kehilangan gaya prategang

$P_0$  = gaya prategang awal

$LOF$  = kehilangan gaya prategang total, di mana prosentase kehilangan gaya prategang untuk :

Sistem pra-tarik :  $\pm 30 \%$

Sistem paska-tarik :  $\pm 20 \%$

b. Seluruh beban eksternal telah bekerja

$$\text{Momen total, } M_T = M_G + M_{SD} + M_L \quad (3.44)$$

dengan:

$M_G$  = Beban berat sendiri,

$M_{SD}$  = Beban mati

$M_L$  = Beban hidup

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e \cdot y_a}{I_x} - \frac{M_T \cdot y_a}{I_x} \quad (3.45)$$

serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e \cdot y_b}{I_x} - \frac{M_T \cdot y_b}{I_x} \quad (3.46)$$

Atau dapat ditulis dengan

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e}{S_a} - \frac{M_T}{S_a} \quad (3.47)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e}{S_b} - \frac{M_T}{S_b} \quad (3.48)$$

$$\text{Dengan, } S = \frac{I_x}{y} \quad (3.49)$$

### 3.9.5 Tata Letak Tendon (*Lay Out Tendon*)

Penampang balok prategang di atas dua tumpuan akan terjadi momen maksimum. Pada daerah tersebut, tendon (*ekivalen cgs*) diletakkan sedekat mungkin di sisi bawah balok agar diperoleh lengan momen akibat gaya dalam maksimum. Saat transfer tidak direncanakan terjadi tegangan tarik  $>f_{ti}$  pada ujung balok perencanaan, maka besar  $M_0$  harus diperhatikan. Perencanaan dilakukan dengan melihat luas yang diperlukan untuk perlawanan geser, letak plat bantalan, jarak angkur, dan jarak bersih dongkrak.

Ujung balok direncanakan  $M = 0$ , maka tendon sebaiknya diletakkan di dalam *kern* agar tidak terjadi tegangan tarik sehingga *cgs* berimpit dengan *cgc* yang memberikan tegangan merata.

$$\text{Radius girasi, } r^2 = \frac{I_x}{A_c} \quad (3.50)$$

$$\text{Batas kern atas, } k_t = \frac{r^2}{y_a} \quad (3.51)$$

$$\text{Batas kern bawah, } k_b = \frac{r^2}{y_b} \quad (3.52)$$

Letak tendon (*cgs*) dipengaruhi oleh besar momen pada setiap titik, maka eksentrisitas tendon  $e$  berubah sesuai dengan besar momen. Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan sebagai berikut.

1. Batas bawah didasarkan saat transfer, agar tegangan pada serat atas  $\leq$  tegangan ijin. Lengan minimum dari kopel tendon,

$$a_{\min} = \frac{M_0}{P_i} \quad (3.53)$$

Batas eksentrisitas bawah,

$$e_b = a_{\min} + k_b \quad (3.54)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$e_{b'} = \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_b}{P_i} \quad (3.55)$$

$$e_{bl} = e_b + e_{b'} = a_{\min} + k_b + e_{b'} \quad (3.56)$$

2. Batas atas didasarkan saat layan. Jika tendon diletakkan di luar batas ini, maka beban yang dapat dipikul berkurang atau tegangan serat bawah yang terjadi > tegangan ijin.

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} \quad (3.57)$$

Batas eksentrisitas bawah,

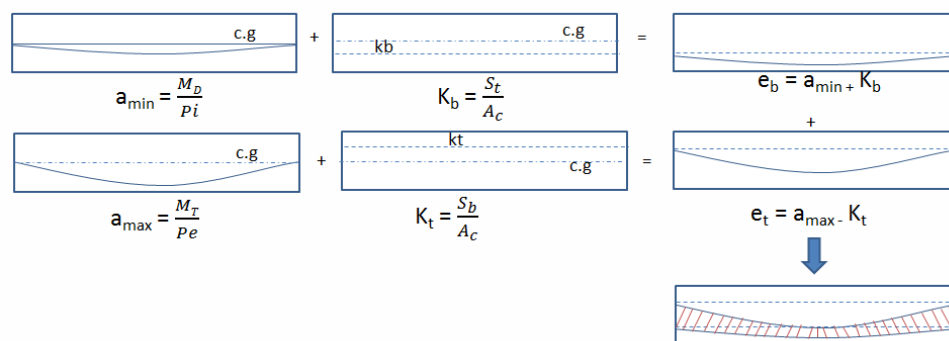
$$e_t = a_{\max} + k_t \quad (3.58)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_t}{P_e} \quad (3.59)$$

$$e_{tl} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t' \quad (3.60)$$

Untuk lebih jelasnya keterangan rumus di atas dapat dilihat pada Gambar 3.16.



**Gambar 3.16 Daerah Aman Kabel**

(Sumber : Yulianto, 2017)

### 3.9.6 Kehilangan Gaya Prategang

Tegangan pada tendon beton prategang berkurang secara berkelanjutan (*continue*) seiring dengan waktu. Total pengurangan tegangan ini disebut kehilangan gaya prategang total. Kehilangan gaya prategang total ini adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang. Kehilangan gaya prategang dapat digolongkan menjadi 2 yaitu: kehilangan langsung (*immediate*) dan kehilangan yang bergantung dengan waktu (*time depending lost*) (Naaman, 1982).

#### 1. Kehilangan Gaya Prategang Langsung

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

##### a. Pergesekan Angkur (A)

Kehilangan gaya prategang karena slip ankur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada ankur pada saat pendongkrakan disalurkan ke ankur. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan (Lin T.Y dan Burns, 2000).

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \cdot E_s \quad (3.61)$$

dengan:

$\Delta A$  = deformasi pengangkuran / slip

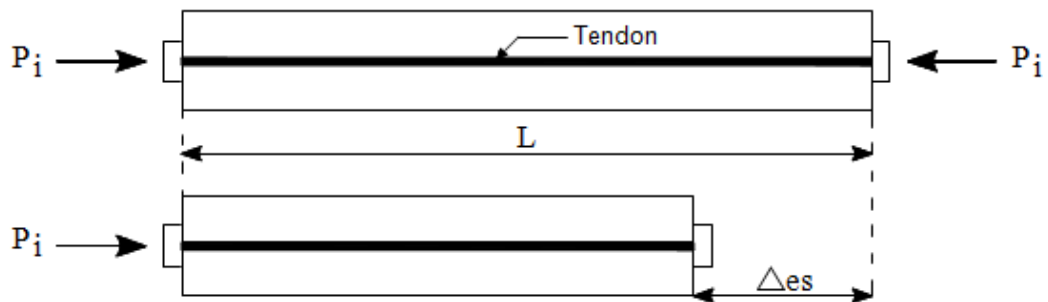
$E_s$  = modulus *elastic* kabel

$L$  = panjang tendon

##### b. Perpendekan Elastic Beton (ES)

#### 1) Sistem Pratarik

Transfer gaya prategang ke beton mengakibatkan perpendekan elastis pada beton (*elastic shortening*). Tendon tersebut akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya karena tendon yang melekat pada beton disekitarnya secara simultan juga memendek.



**Gambar 3.17 Perpendekan Elastis Beton**

(Sumber : Aboe, A.K., 2006)

Perpendekan beton,

$$\delta = \frac{f'_c}{E_c} = \frac{P_0}{A_c \cdot E_c} \quad (3.62)$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e^2}{I_x} - \frac{M_G \cdot e}{I_x} \quad (3.63)$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis,

$$\Delta f_{pES} = n \cdot f_{cs} \quad (3.64)$$

dengan:

$P_i$  = gaya prategang awal

$n$  = modulus ratio antara baja prestess dengan beton balok  
saat peralihan

$M_G$  = momen akibat berat gelagar beton

$I_x$  = inersia penampang balok

## 2) Sistem Paska-tarik

Pada sistem paska tarik, gaya prategang diukur saat tendon diangkur. Berarti telah terjadi perpendekan elastis beton.

- a) Jika hanya terdapat satu tendon atau seluruh tendon ditarik bersama-sama/simultan, maka tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton.
- b) Bila tendon yang digunakan lebih dari satu dan ditarik bertahap, gaya prategang menekan beton secara bertahap, maka perpendekaan elastis beton bertambah setiap pengakuran tendon. Hal tersebut mengakibatkan kehilangan tegangan yang terjadi akan berbeda untuk setiap tendon. Tendon yang pertama kali ditarik akan mengalami kehilangan terbesar, dan tendon yang ditarik terakhir kali tidak mengalami kehilangan tegangan. Untuk mengatasi hal tersebut, dalam praktek digunakan metode sebagai berikut.
- (1) Seluruh tendon ditarik dengan gaya yang sama ( $P_0$ ), dan kehilangan tegangan diperhitungkan
  - (2) Masing-masing tendon ditarik dengan gaya sebesar gaya prategang awal ditambah kehilangan gaya prategang tendon tersebut. Dengan demikian, kehilangan tegangan tidak ditinjau lagi. Cara kedua ini dilakukan bila tendon mampu menerima gaya lebih besar.

Jika tendon ditarik bertahap, maka kehilangan tegangan:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (\Delta f_{pES})_j \quad (3.65)$$

Di mana  $N$  = jumlah tendon atau jumlah pasangan tendon yang ditarik secara sekuensial dan  $j$  menunjukkan nomor operasi pendongkrakan.

c. *Friction*/gesekan ( $F$ )

Kehilangan gaya prategang terjadi pada komponen struktur paskatarik akibat adanya gesekan antara tendon dan beton di sekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari formasi tendon atau yang disebut *curvature effect* dan simpangan lokal di dalam alinyemen disebut *wobble effect*. Koefisien friksi tendon pasca tarik dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Dengan menggabungkan *curvature effect*, maka dapat dilihat pada persamaan 3.66 berikut.

$$\Delta f_{pF} = f_{pF} \cdot (\varphi \cdot \alpha + k \cdot L) \quad (3.66)$$

dengan:

$\Delta f_{pF}$  = kehilangan tegangan akibat gesekan kabel

$f_{pi}$  = tegangan awal tendon

$L$  = panjang kabel yang diukur dari ujung kabel ke lokasi  $x$

$K$  = *wobble effect*

$\varphi$  = koefisien gesek kabel dan material

$\alpha$  = sudut kabel (*radian*)

**Tabel 3.13 Koefisien Friksi Tendon Pasca Tarik**

			Koefisien <i>wobble</i> $K$ (1/m)	Koefisien <i>friksi</i> $\mu$
		Tendon kawat Batang kekuatan tinggi Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0049 0,0033 – 0,0020 0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25 0,08 – 0,30 0,15 – 0,25
Tendon tanpa lekatan	Mastic coated	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0066 0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15 0,05 – 0,15
	Pre- greased	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0010 – 0,0066 0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15 0,05 – 0,15

Sumber : Lin T.Y, & Burns (2000)

## 2. Kehilangan Gaya Prategang yang Bergantung dengan Waktu

Kehilangan gaya prategang yang bergantung dengan waktu antara lain sebagai berikut.

### a. Rangkak pada beton ( *CR* )

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

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapati persamaan:

Tendon terekat ( *bounded* ),

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cs} - f_{csd}) \text{ atau} \quad (3.67)$$



$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr} \cdot (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.68)$$

Tendon tak terekat (*unbounded*)

$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr} \cdot f_{cpa} \quad (3.69)$$

dengan:

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

1,6 untuk komponen struktur pasca-tarik

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

$f_{cpa}$  = tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon ( tendon tak terekat )

$n$  = modulus ratio antara baja prestess dengan beton balok saat peralihan

#### b. Relaksasi tendon prategang ( $R$ )

*PCI Committee* (1975) mengatakan bahwa relaksasi pada tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama. Besar pengurangan prategang bergantung tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan ( $t$ ), melainkan juga pada rasio antara prategang awal dan kuat leleh baja prategang ( $f_{pi} / f_{py}$ ). Besar pengurangan prategang dapat dilihat pada persamaan 3.70 di bawah ini.

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.70)$$

dengan :

$f_{pi}$  = tegangan awal tendon

$f_{py}$  = kuat leleh tendon prategang

$t_1$  = waktu awal interval

$t_2$  = waktu akhir interval dari penarikan (*jacking*)

c. Susut pada beton ( *SH* )

Untuk komponen struktur paskatarik, kehilangan beton prategang akibat susut agak kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian paskatarik. Metode bergantung waktu untuk kehilangan gaya prategang disebabkan susut adalah :

Metode perawatan basah,

$$\varepsilon_{SH,t} = \frac{t}{t + 35} \cdot \varepsilon_{SH,u} \quad (3.71)$$

$$\varepsilon_{SH,u} = \text{regangan susut ultimit} = 800 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

Kehilangan tegangan akibat susut,

$$\Delta f_{pSH} = \varepsilon_{SH,t} \cdot E_{ps} \quad (3.72)$$

### 3.9.7 Kekuatan Batas Lentur (*Ultimate Strength*)

Menurut RSNI-T-12-2004 tentang beton untuk jembatan, kuat momen rencana dari komponen struktur lentur prategang harus dihitung dengan menggunakan metode kekuatan batas (*strength design methods*). Baja prategang tidak memperlihatkan titik leleh secara jelas. Oleh karena itu, dipergunakan suatu nilai tegangan ( $f_{ps}$ ) sebagai pengganti tegangan leleh ( $f_y$ ).

SNI-03-1726-2002 memberikan batasan rasio tulangan prategang agar penampang daktail dapat dilihat pada persamaan 3.73 berikut.

$$w_p = \frac{\rho_p \cdot f_{ps}}{f'_c} \leq 0,36\beta_1 \quad (3.73)$$

dengan:

$f_{ps}$  = tegangan dalam tulangan prategang pada saat  $M_n$  dicapai

$\beta_1$  = konstanta yang tergantung pada mutu beton

$$f'_c \leq 30 \text{ MPa} , \beta_1 = 0,85 \quad (3.74)$$

$$f'_c > 30 \text{ MPa}, \beta_1 = 0,85 - (f'_c - 30) \geq 0,65 \quad (3.75)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b.d} = \text{rasio tulangan prategang}$$

Untuk penampang tanpa tulangan non prategang:

$$C = T_{ps} \quad (3.76)$$

Gaya internal tendon baja prategang,

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot f_{ps} \quad (3.77)$$

Dengan menggunakan pendekatan *Whitney* tegangan desak beton adalah:

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (3.78)$$

Untuk penampang tanpa tulangan non prategang

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_{ps} \cdot f_{ps} \quad (3.79)$$

Maka tinggi balok tekan,

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.80)$$

Bila lengan momen adalah  $d$ , maka batas kekuatan nominal menurut ACI adalah sebagai berikut.

Untuk penampang tanpa tulangan non prategang,

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.81)$$

Kapasitas momen *ultimate PCI Girder*,

$$M_{uk} = \phi \cdot M_n \quad (3.82)$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$  (RSNI-T-12-2004 Pasal 4.5.2)

### 3.9.8 Lentutan (*Deflection*) dan Lawan Lentut (*Chamber*)

Lentutan pada balok prategang tergantung dari kombinasi gaya prategang, beban luar, dan lama pembebanan. Gaya prategang akan menimbulkan lentutan ke atas (*chamber*), sedangkan beban luar akan menimbulkan lentutan ke bawah.

Kontrol lentutan dilakukan pada saat transfer dan pada saat servis. Pada saat transfer di mana beban berat sendiri yang bekerja terjadi lentutan keatas yang disebabkan oleh tekanan tendon ke atas pada waktu penarikan kabel prategang. Lentutan yang terjadi diimbangi oleh beban servis sehingga menimbulkan lentutan pada balok dan diharapkan lentutan yang terjadi tidak melebihi lentutan maksimum yang diijinkan. Menurut SK SNI lentutan maksimum yang diijinkan adalah  $L/240$ , di mana  $L$  adalah panjang bentang balok.

Untuk lentutan ke atas akibat gaya prategang pada *simple beam* dihitung dengan rumus persamaan 3.83 berikut.

$$\delta_c = \frac{5}{48} \cdot \frac{P_e \cdot e_s \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \quad (3.83)$$

Untuk lentutan dengan beban merata pada *simple beam* dihitung dengan rumus:

$$\delta_D = \frac{5}{384} \cdot \frac{w \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \quad (3.84)$$

Pada perhitungan lentutan akibat beban transversal dan lawan lentut berlaku prinsip superposisi.

### 3.9.9 Perencanaan Penghubung Geser (*Shear Conector*)

Berikut adalah tegangan geser horizontal yang terjadi akibat lintang pada penampang yang ditinjau.

$$V_h = \frac{V_U \cdot S_x}{B_v \cdot I_{XC}} \quad (3.85)$$

Statis momen bagian plat terhadap titik berat penampang komposit:

$$S_x = (B_{eff} \cdot x h_0) \left( y_{ac} - \frac{h_0}{2} \right) \quad (3.86)$$

$$a_s = \frac{f_s \cdot A_{st}}{V_h \cdot I_{XC}} \quad (3.87)$$

$$A_{st} = n_s \cdot A_s \quad (3.88)$$

dengan:

- $V_h$  = tegangan geser horizontal akibat lintang pada penampang yang ditinjau.
- $S_x$  = statis momen bagian plat terhadap titik berat penampang komposit
- $B_v$  = lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara plat dan balok)
- $b_{eff}$  = lebar efektif plat
- $h_0$  = tebal plat
- $I_{XC}$  = inersia penampang balok komposit
- $a_s$  = jarak antara *shear conector*
- $f_s$  = tegangan izin baja *shear conector*
- $A_{st}$  = luas total *shear conector*
- $n_s$  = jumlah *shear conector*
- $A_s$  = luas satu *shear conector*

### 3.10 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

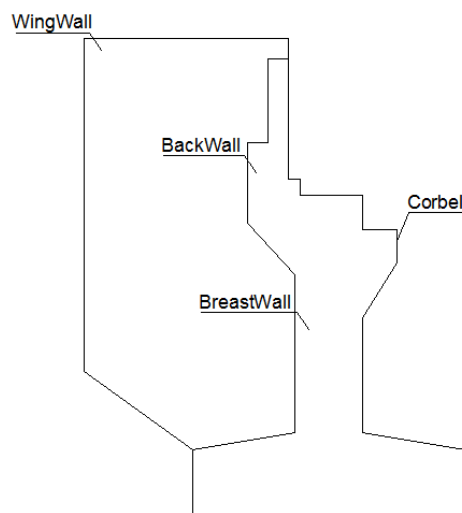
Perencanaan struktur bawah jembatan penting diperhatikan karena dari struktur bawah inilah beban yang diterima oleh struktur atas akan diteruskan menuju ke elemen struktur bawah yang kemudian dilanjutkan ke tanah. Perencanaan struktur bawah pada perencanaan Jembatan Buntung ini meliputi, perencanaan kepala jembatan (*abutment*) dan pondasi.

#### 3.10.1 Perencanaan Kepala Jembatan (*Abutment*)

##### 1. Gaya yang Bekerja pada *Abutment*

*Abutment* terletak pada dua ujung jembatan yang berfungsi menerima beban struktur atas untuk disalurkan ke pondasi dan memberikan dukungan lateral terhadap tanah di sekitar jembatan.

Bentuk struktur *Abutment* yang digunakan pada Jembatan Buntung ini menggunakan tipe T terbalik. Bagian-bagian dari *abutment* tersebut terdiri dari *Back wall*, *breast wall*, *wing wall*, dan *pile cap*. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.18.



**Gambar 3.18 Sket Kepala Jembatan (*Abutment*)**

Gaya-gaya yang bekerja pada abutment adalah sebagai berikut.

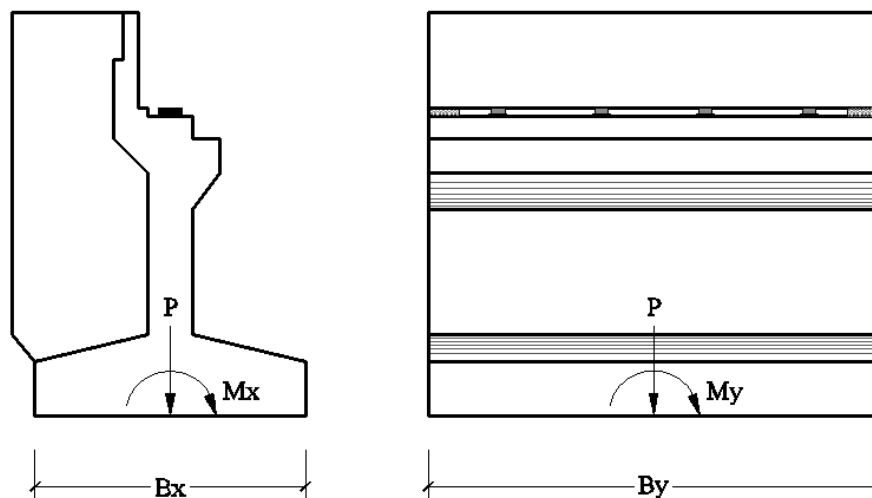
- a. Beban struktur atas
  - 1) Beban mati struktur atas
  - 2) Beban hidup dan beban kejut

- b. Beban struktur bawah
  - 1) Beban mati akibat berat sendiri *abutment*
  - 2) Beban mati akibat berat tanah di atas pondasi
  - 3) Beban tekanan tanah
- c. Beban-beban sekunder
  - 1) Beban gempa
  - 2) Beban angin
  - 3) Beban rem
  - 4) Beban gesekan pada tumpuan

## 2. Stabilitas *Abutment*

*Abutment* harus mampu menahan gaya luar yang dapat mengakibatkan guling dan geser pada *abutment* itu sendiri. Momen total akibat gaya luar harus dilawan oleh momen penahan guling. *Abutment* dikatakan stabil apabila momen penahan guling minimum harus lebih besar 1,5 kali dari momen akibat gaya luar. Cara perhitungan stabilisasi *abutment* dapat dilihat sebagai berikut.

- a. Menghitung momen keamanan terhadap guling



**Gambar 3.19 Stabilitas Gaya Guling pada Abutment**

Angka aman guling,

$$SF = \left( \frac{\sum M_p}{\sum M} \right) > 1,5 \quad (3.89)$$

Menghitung terhadap guling,

$$\sum M_p = P \cdot \frac{B_x}{2} \cdot (1 + k) \quad (3.90)$$

dengan:

$\sum M_p$  = momen penahan guling

$B_x$  = lebar abutmen arah x

$P$  = jumlah gaya arah vertikal

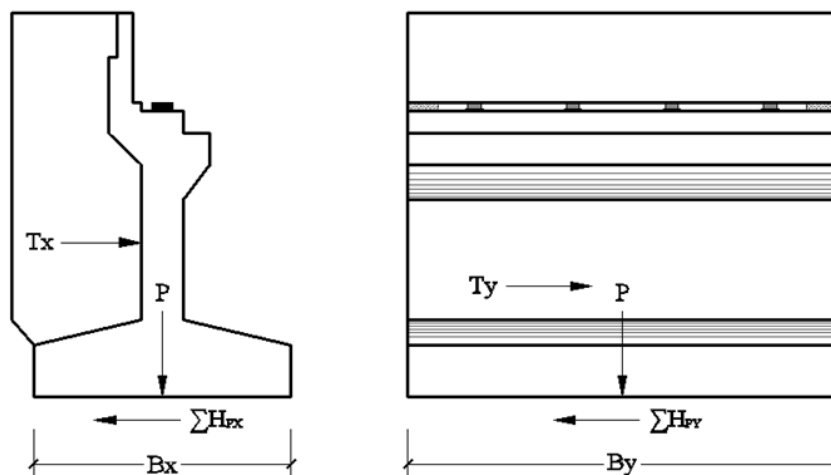
$\sum M$  = jumlah momen dari beban horizontal

$k$  = persen kelebihan beban yang diizinkan

b. Menghitung keamanan terhadap geser

Gaya penyebab geser pada *abutment* akan ditahan oleh:

- 1) Gesekan tanah dengan dasar pondasi,
- 2) Tekanan tanah pasif bila terdapat tanah timbunan di sekitar depan *abutment*.



**Gambar 3.20 Stabilitas Gaya Geser pada Abutment**



Angka aman terhadap geser adalah sebagai berikut:

$$SF = \left( \frac{\sum Hp}{\sum M} \right) > 1,5 \quad (3.91)$$

Gaya penahan geser adalah sebagai berikut:

$$\sum Hp = (C.B_x.B_y + P \tan \theta).(1 + k) \quad (3.92)$$

dengan:

$\sum H_p$  = gaya penahan geser

$C$  = kohesi tanah

$B_x$  = lebar pondasi arah x

$B_y$  = lebar pondasi arah y

$P$  = Beban *abutmen*

$k$  = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$TP_u$  = tekanan tanah aktif

c. Menghitung tegangan tanah yang terjadi

Tegangan tanah yang terjadi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{A} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6}b.h^2} < \sigma_{ijin} \text{ tanah} \quad (3.93)$$

dengan:

$b$  = lebar Pondasi

$A$  = luas dasar *pilecap* fondasi

$\sum V$  = jumlah gaya arah vertikal

$\sum H$  = jumlah gaya arah horizontal

### 3.10.2 Perencanaan *Pile Cap*

*Pile cap* diperlukan agar lokasi pembebanan benar-benar berada dititik pusat pondasi sehingga tidak menyebabkan eksentrisitas yang dapat menambah beban tambahan pada pondasi. *Pile cap* direncanakan harus dapat menahan gaya geser dan guling.

#### 1. Perencanaan *Pile Cap*

##### a. Beban arah vertikal

###### 1) Beban akibat struktur atas arah vertikal ( $R_v$ )

Beban struktur atas jembatan dapat dihitung dengan Peraturan Pembebanan Jembatan RSNI T-02-2005.

###### 2) Beban mati akibat berat sendiri *pile cap* ( $W_{bs}$ )

Struktur *pile cap* memiliki berat sendiri yang harus dihitung sebagai beban mati tambahan pada dasar *pile cap*.

##### b. Beban arah horizontal

1) Beban struktur atas jembatan dapat dihitung dengan Peraturan Pembebanan Jembatan R.SNI T -02-2005.

#### 2. Stabilitas guling *pile cap*

*Pile cap* harus mampu menahan guling yang diakibatkan gaya horizontal.

$$M_{gl} = (0,5 \cdot B_x \cdot P) + M_{v \text{ tot.}} \quad (3.110)$$

dengan:

$B_x$  = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

$P$  = jumlah gaya/beban vertikal

$M_{v \text{ tot.}}$  = jumlah momen vertikal yang ditimbulkan struktur

$M_{gl}$  = momen penahan guling.

Faktor keamanan *pile cap* terhadap guling ( $SF$ ) dihitung harus lebih besar dari 1,5 dan dapat dikatakan aman terhadap guling.

#### 3. Stabilitas geser *pile cap*

*Pile cap* harus mampu menahan gaya geser dan mencapai faktor angka keamanan. Gaya penahan geser ( $H_p$ ) dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut,

$$H_p = ( C \cdot B_x \cdot B_y ) + ( P \cdot \tan \Phi ) \quad (3.111)$$

dengan :

$C$  = kohesi tanah di lokasi jembatan (dari penyelidikan tanah)

$B_x$  = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

$B_y$  = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

$P$  = jumlah gaya/beban vertikal

$\Phi$  = sudut gesek tanah ( dari penyelidikan tanah )

$H_p$  = gaya penahan geser.

Faktor keamanan *pile cap* terhadap geser ( $SF$ ) dihitung harus lebih besar dari 1,5.

#### 4. Stabilitas *pile cap* terhadap tegangan ijin tanah

Tegangan ijin tanah harus lebih besar dari tegangan yang ditimbulkan akibat beban dan berat struktur. Tegangan ijin tanah diketahui menggunakan uji *Standart Penetration Test (SPT)* yang dilakukan oleh tim perencana jembatan.

Tegangan yang terjadi pada dasar *pile cap* akibat gaya aksial dan momen ( $Q_{max}$ ) dapat dihitung dengan persamaan (3.122).

$$Q_{max} = \frac{P}{B_x \cdot B_y} + \frac{Mh_{tot}}{L \cdot B_x^2 + \frac{1}{6}} \quad (3.112)$$

dengan :

$P$  = jumlah gaya/beban vertikal

$B_x$  = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

$B_y$  = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

$Mh_{tot}$  = jumlah gaya/beban horizontal

$L = B_y$  = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

### 3.10.3 Perencanaan Pondasi *Bored Pile*

#### 1. Kapasitas Aksial Tiang

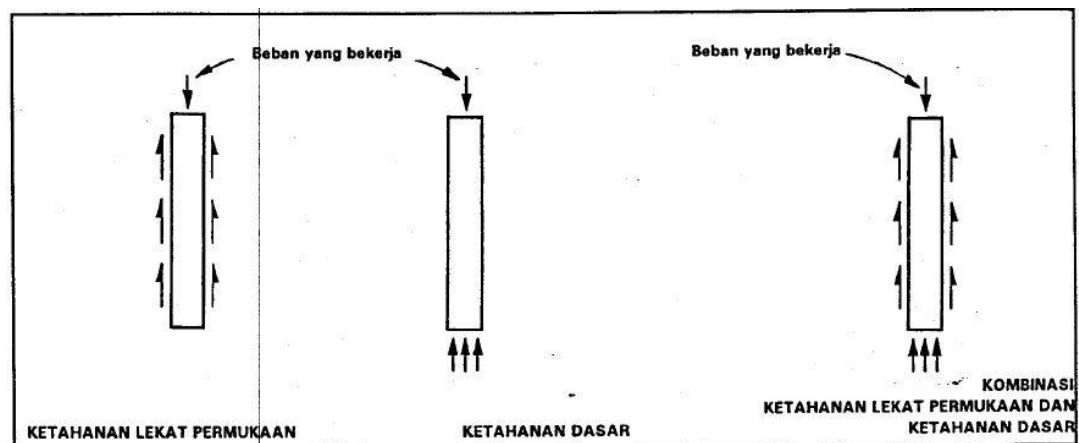
Pokok perencanaan untuk keadaan beban ultimit adalah bahwa rencana (dengan faktor) kapasitas aksial *ultimate* tiang,  $Q_p$  harus lebih besar dari beban aksial *ultimate* yang bekerja,  $S$ .

$$Q_p \geq S$$

Kapasitas tiang dihitung berdasarkan:

- Ketahanan lekat permukaan,  $Q_s$ , di mana beban ditahan oleh gesekan dalam tanah tidak kohesif atau adesif dalam tanah kohesif.
- Ketahanan dasar,  $Q_b$ , di mana beban ditahan pada dasar tiang.
- Kombinasi dari ketahanan ujung,  $Q_b$ , dan ketahanan lekat permukaan,  $Q_s$ .

$$Q_p = Q_b + Q_s \quad (3.113)$$



**Gambar 3.21** Komponen dalam ketahanan tiang

(Sumber: Bridge Management System, 1992)

Berdasarkan data tanah di lokasi Jembatan Buntung, tanah di lokasi tersebut merupakan jenis tanah kohesif. Untuk tanah kohesif, ketahanan lekat permukaan dan ketahanan ujung tergantung pada kuat geser tanah. Kapasitas geser “undrained” adalah suatu minimum pada saat pelaksanaan dan nilai ini digunakan untuk menghitung ketahanan permukaan ( $Q_s$ ) dan dasar ( $Q_b$ ) sebagai berikut.

$$Q_s = \sum F_c \cdot K_C^R \cdot c_u \cdot C_p \cdot L_i \quad (3.114)$$

$$Q_b = N_c \cdot c_u \cdot A_p \quad (3.115)$$

dengan:

$F_c$  : faktor reduksi. (Lihat Gambar 3.22)

$c_u$  : kuat geser “undrained” rata-rata (kPa) rencana (dengan faktor)

- $N_c$  : faktor kapasitas daya dukung. Biasanya diambil 9, tetapi bila tiang tertanam kurang dari 4 kali diameter tiang,  $N_c$  dikurangi secara linier sampai suatu nilai 5,6 pada permukaan.
- $C_p$  : keliling efektif tiang (m)
- $L_i$  : tebal lapis penahan (m), (lihat Gambar 3.23)
- $A_p$  : luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

Kondisi Tanah Kohesip			Kuat geser "undrained" rata-rata nominal, $c_u$ kPa	Koefisien terganggu $F_c^{(1)}$
Konsistensi		Nilai 'N' <sup>(2)</sup>		
Sangat lembek	hilang antara jari tangan	0 - 2	0 - 10	1.0
Lembek	mudah dibentuk dengan jari	2 - 4	10 - 25	1.0
Teguh	dapat dibentuk dengan jari dan tekanan kuat	4 - 8	25 - 45	1.0
			45 - 50	1.0 - 0.95
Kenyal	tidak dapat dibentuk dengan jari	8 - 15	50 - 60	0.95 - 0.8
			60 - 80	0.8 - 0.65
			80 - 100	0.65 - 0.55
Sangat Kenyal	getas atau tahan	15 - 30	100 - 120	0.55 - 0.45
			120 - 140	0.45 - 0.4
			140 - 160	0.4 - 0.36
			160 - 180	0.36 - 0.35
Keras	keras	> 30	180 - 200	0.35 - 0.34
			> 200	0.34

Catatan : <sup>(1)</sup> Nilai  $F_c$  tergantung pada :

- tipe tanah dan tiang
- kuat geser "undrained" tanah
- cara pelaksanaan tiang
- waktu yang berlalu setelah pelaksanaan

Bila tidak terdapat data lebih tepat, dapat digunakan nilai  $F_c$  diatas.

<sup>(2)</sup> Nilai 'N' tidak selalu dapat diandalkan sebagai indikator dari kuat geser undrained  $c_u$

**Gambar 3.22 Parameter Rencana Tiang untuk Tanah Kohesif**

(Sumber: Bridge Management System, 1992)

	<p>Bila tiang dilaksanakan melalui 2 lapis, yang atas dengan kapasitas daya dukung rendah dan yang bawah dengan kapasitas tinggi, hanya lapis bawah dengan kapasitas daya dukung tinggi dan tebal <math>D_1</math>, ditinjau sebagai lapis penahan.</p>
	<p>Bila tiang dilaksanakan melalui 3 lapis, dengan 2 lapis terbawah yang mempunyai kapasitas daya dukung tinggi, gesekan permukaan dalam lapis <math>D_2</math> hanya diperhitungkan sebesar pengaruh mobilisasi penurunan. Secara konservatif ini diabaikan.</p>
	<p>Bila tidak ada mobilisasi gesek, kapasitas ultimate tiang dihasilkan oleh ketahanan dasar saja.</p>
	<p>Bila dibawah suatu lapis atas dengan kapasitas daya dukung tinggi terdapat lapis tengah dengan kapasitas daya dukung rendah, gesekan dalam lapis atas tidak dapat ikut diperhitungkan.</p>
	<p>Gaya penarik negatif dapat terjadi dalam satu lapis, atau dalam 2 atau lebih lapis.</p>
	<p>Bila pondasi tiang berada pada lapis teguh yang melapisi suatu lapis lebih lembek, ketahanan dasar tiang harus dikurangi untuk mencerminkan hal tersebut. Rumus berikut disarankan sebagai pedoman perencanaan</p> $q_{br} = q_{bs} + (q_b - q_{bs}) \frac{t}{10 d_b} \text{ for } t < 10 d_b$ $q_{br} = q_b \text{ for } t \geq 10 d_b$ <p>dengan:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>q_{br}</math> = Satuan ketahanan dasar yang dikurangi akibat adanya lapis yang lebih lembek dibawah elevasi dasar</li> <li><math>q_b</math> = Ketahanan ultimate per satuan luas dasar tiang</li> <li><math>q_{bs}</math> = Satuan ketahanan dasar dalam lapis lebih lembek dibawah elevasi dasar</li> <li><math>t</math> = Tebal lapis pendukung yang teguh</li> <li><math>d_b</math> = Diameter dasar tiang</li> </ul>

**Gambar 3.23 Pedoman untuk Menentukan Lapisan yang Menyumbang Kapasitas Aksial dalam Tanah Tidak Homogen**

(Sumber: Bridge Management System, 1992)

## **BAB IV**

# **METODE PERENCANAAN**

### **4.1 Tinjauan Umum**

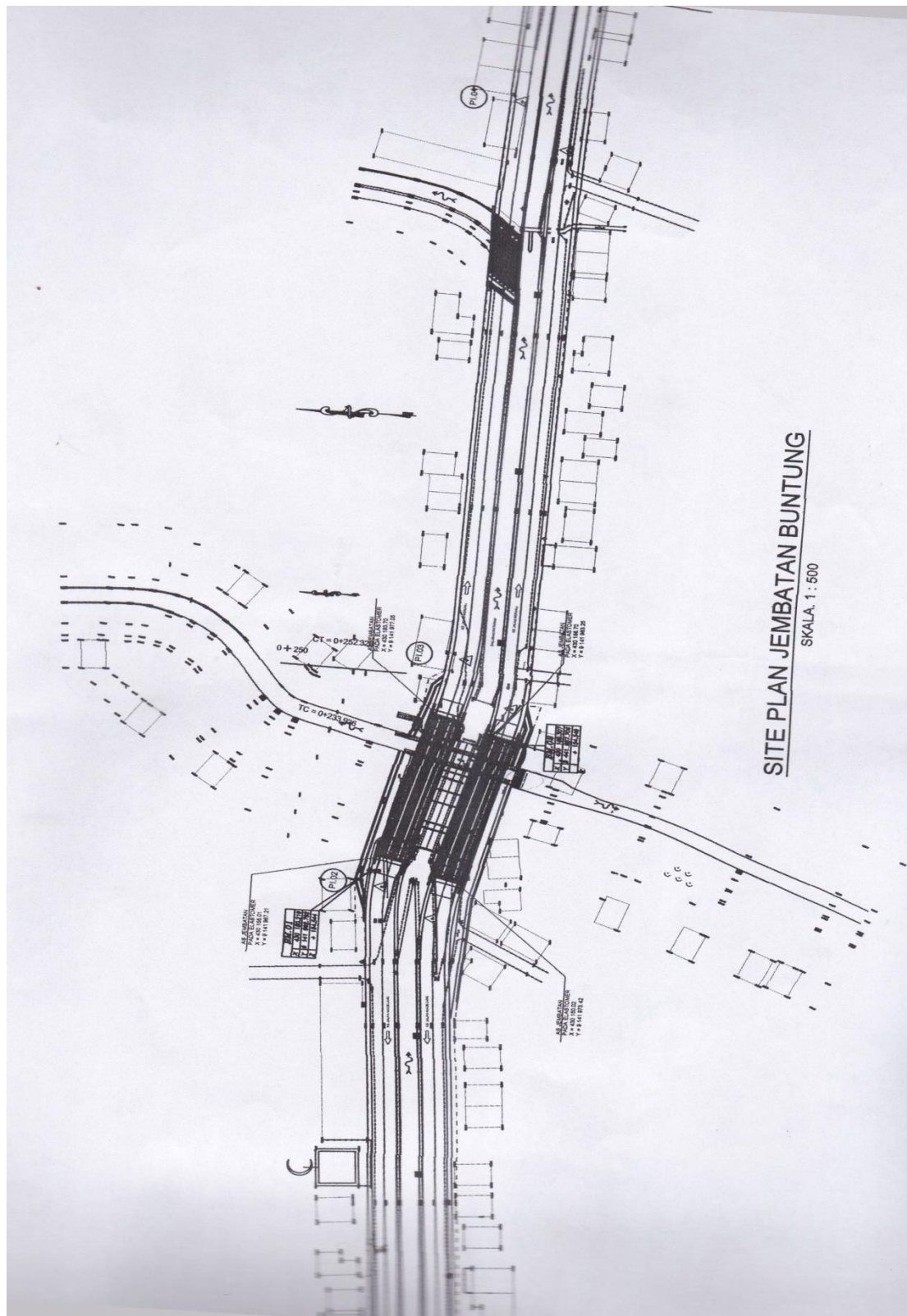
Dalam suatu perencanaan diperlukan analisis struktur agar struktur bangunan yang direncanakan efisien, aman, dan stabil. Agar perencanaan dapat dilakukan, diperlukan data yang menunjang proses perencanaan. Pada bab ini akan dijelaskan tentang tahapan perencanaan Jembatan Buntung dengan menggunakan beton prategang jenis *PC I Girder*.

### **4.2 Data Sekunder**

Sugiyono (2005 : 62) mengatakan bahwa data sekunder adalah data yang tidak langsung memberikan data kepada peneliti, misalnya penelitian harus melalui orang lain atau mencari melalui dokumen. Data ini diperoleh dengan menggunakan studi literatur yang dilakukan terhadap banyak buku dan diperoleh berdasarkan catatan-catatan yang berhubungan dengan penelitian. Selain itu, peneliti mempergunakan data yang diperoleh dari internet. Data sekunder yang diperoleh adalah sebagai berikut.

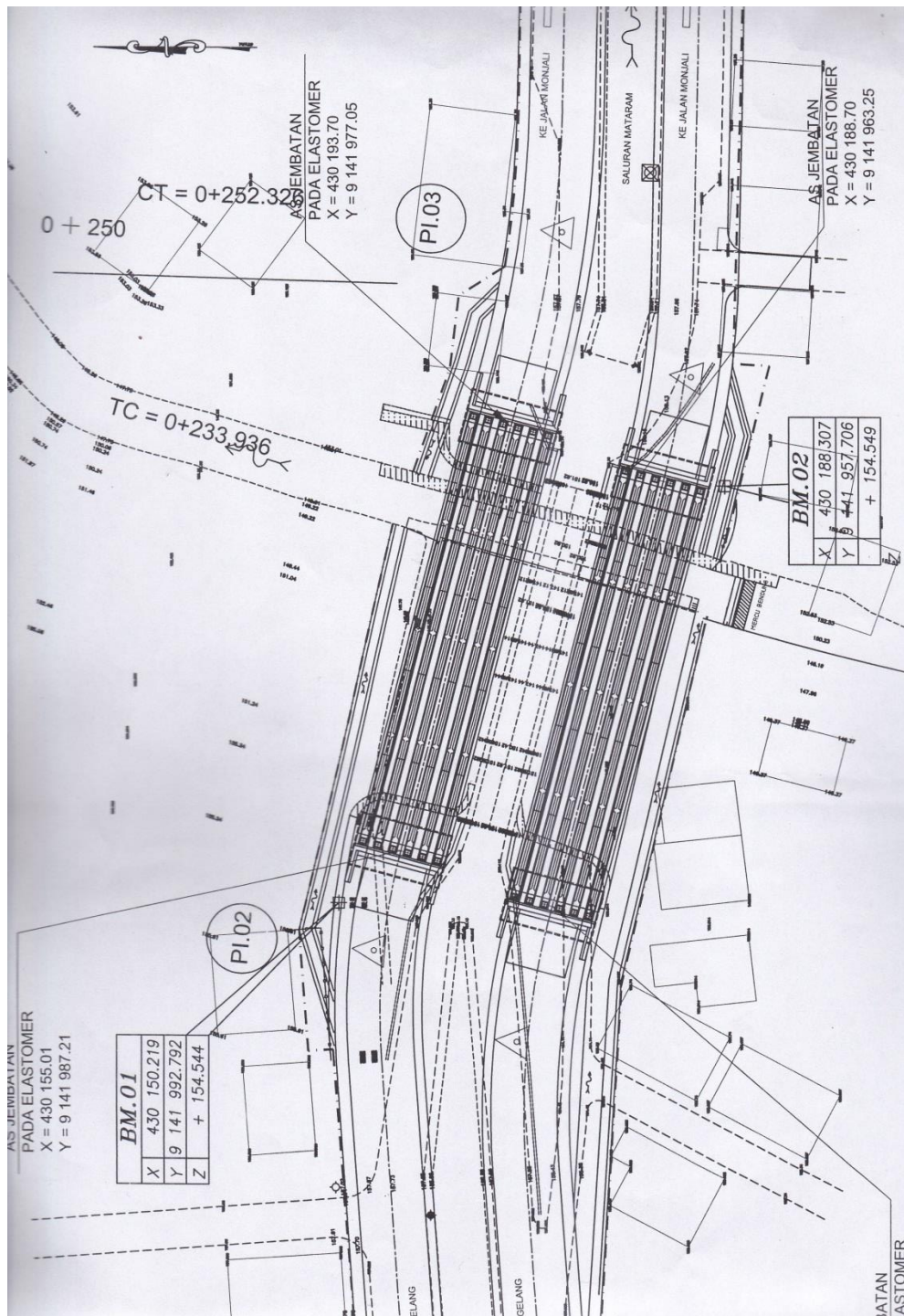
#### **1. Data Tipografi**

Menurut Badan Koordinasi Survei dan Pemetaan Nasional (BAKOSURTANAL 2005), peta merupakan wahana bagi penyimpanan dan penyajian data kondisi lingkungan, sumber informasi bagi para perencana, dan pengambilan keputusan pada tahapan pada tingkatan pembangunan. Data yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Provinsi D.I. Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan 4.2.



**Gambar 4.1 Site Plan Jembatan Buntung**  
(Sumber : DPU Provinsi D.I. Yogyakarta)





**Gambar 4.2 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai**  
(Sumber : DPU Provinsi D.I. Yogyakarta)

## 2. Data Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan suatu upaya memperoleh informasi bawah tanah untuk perencanaan pondasi bangunan sipil. Penyelidikan tanah harus mencapai kedalaman di mana tanah memberikan daya dukungnya atau berkontribusi penurunan akibat struktur yang akan dibangun. Penyelidikan tanah mencakup pengeboran tanah, pengambilan contoh tanah, pengujian lapangan, pengujian laboratorium, dan observasi air tanah. Kedalaman penyelidikan tergantung pada jenis struktur, jenis tanah, dan prakiraan awal jenis pondasi yang akan dipakai. Data yang diperoleh berasal dari Dinas Pekerjaan Umum Provinsi D.I.Yogyakarta. Sampul laporan penyelidikan tanah dapat dilihat pada Gambar 4.3.

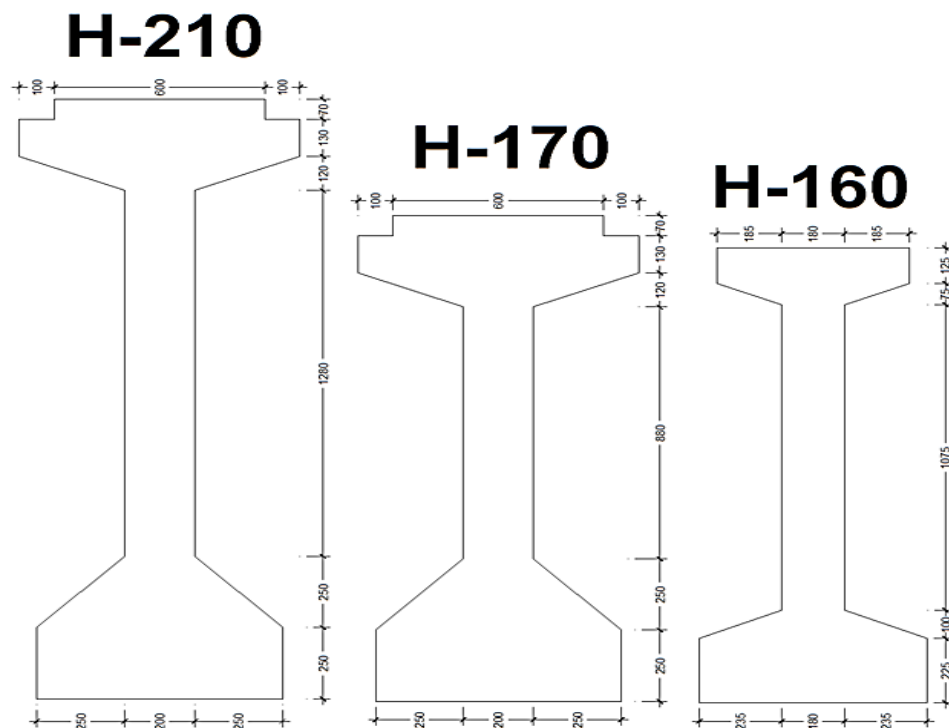


**Gambar 4.3 Laporan Penyelidikan Tanah Perencanaan Jembatan Buntung**  
(Sumber : DPU Provinsi D.I. Yogyakarta)

### 4.3 Data Struktur

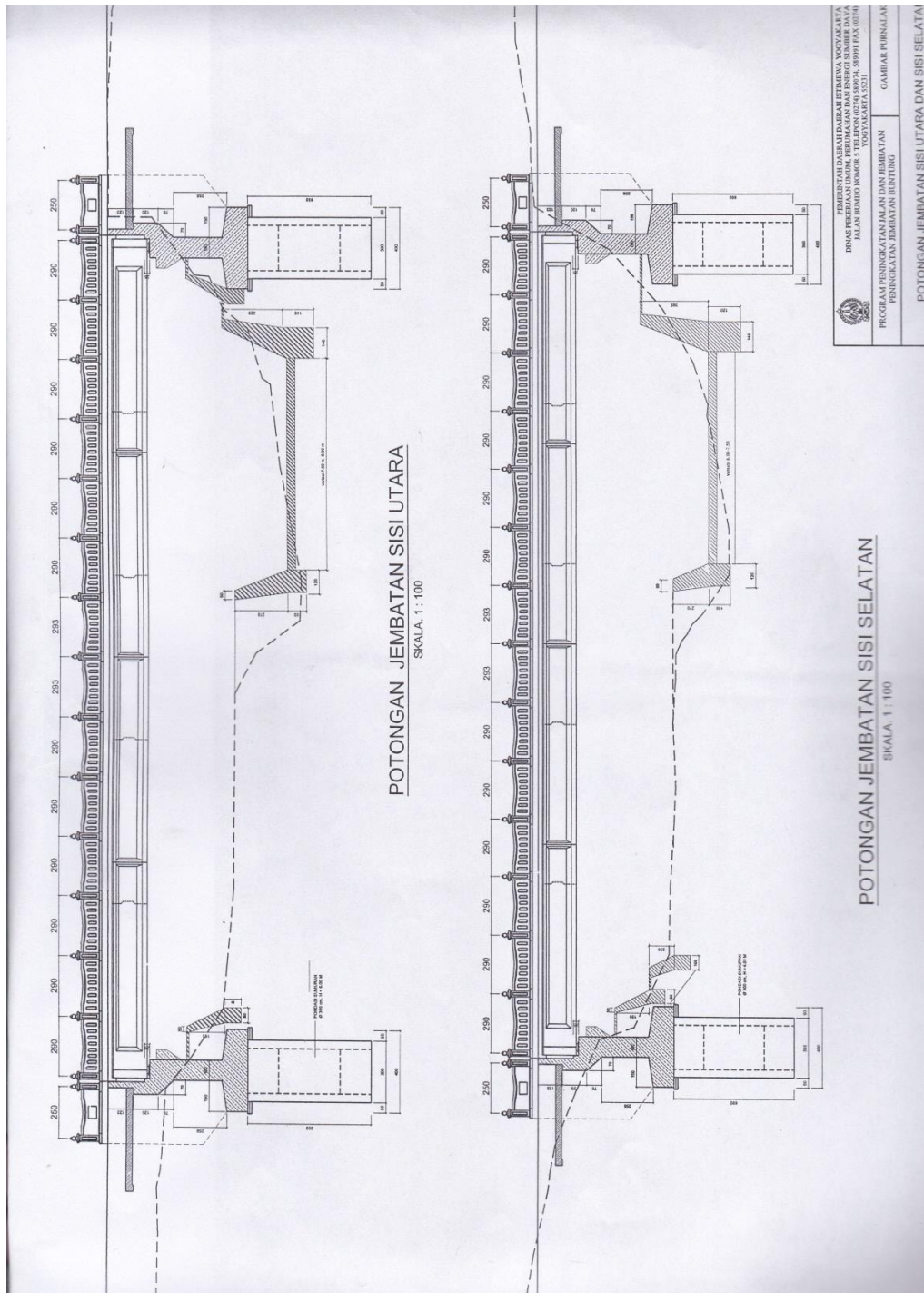
Struktur Jembatan Buntung yang akan direncanakan adalah jembatan dengan menggunakan tipe beton prategang berpenampang profil I yang terdiri dari:


1. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan tipe 1 kelas A dari standar bangunan atas jembatan Departemen Pekerjaan Umum (DPU),
2. Gelagar yang digunakan berupa gelagar profil I. Detail profil *I Girder* dapat dilihat pada Gambar 4.4,
3. Mutu beton yang digunakan dalam penelitian ini adalah  $f_c' = 33,2$  MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa dan 66,4 MPa.



**Gambar 4.4 Profil PC I Girder**

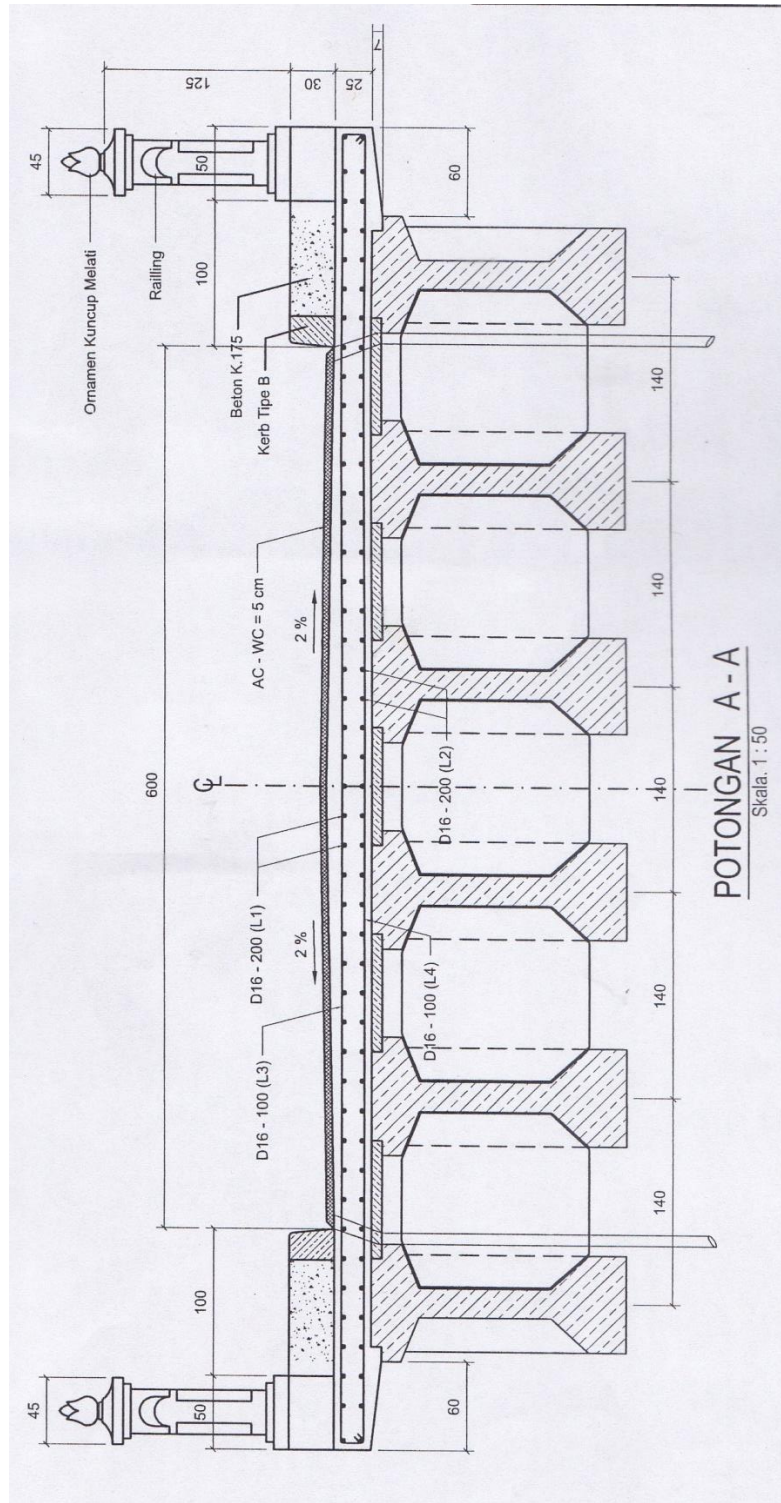
4. Struktur atas jembatan yang digunakan untuk jalan raya berupa gelagar beton prategang balok sederhana (*simple beam*) dengan jumlah 1 bentang sepanjang 40 m. Lebar perkerasan 6 m, kemiringan perkerasan 2%, dan lebar total jembatan 9 meter. Penampang memanjang dan melintang jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan 4.6.




 PT. SANGIJA PONTONER  
 DINAS PERENCANAAN, PERTANAKAN DAN ENERGI SANGIJA  
 JALAN BIRMO NOMOR 5 TEL. (0274) 55074, 58091 FAKS (0274)  
 55075  
 SURABAYA 60131

PROGRAM PENINGKATAN KUALITAS DAN KEMAMPUAN  
 PENANGLAHAN JEMBATAN BUNTING  
 GAMBAR PURNALAK  
 POTONGAN JEMBATAN SISI UTARA DAN SISI SELATAN  
 SKALA 1 : 100

**Gambar 4.5 Penampang Memanjang Jembatan**  
 (Sumber : DPU Provinsi D.I. Yogyakarta)

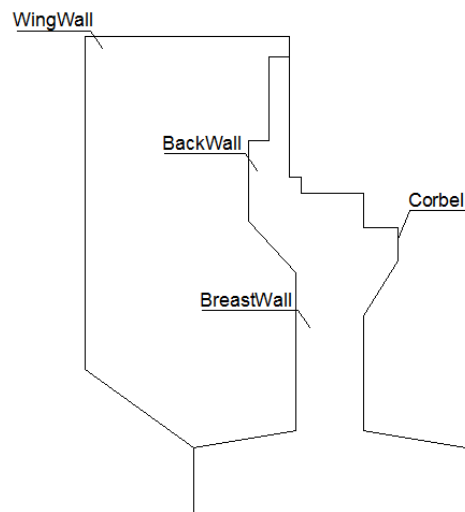


**Gambar 4.6 Penampang Melintang Jembatan**  
(Sumber : DPU Provinsi D.I. Yogyakarta)

5. Struktur bawah berupa beton bertulang terdiri dari 2 elemen yaitu *abutment* dan pondasi dengan penjelasan berikut ini.

a. *Abutment*

*Abutment* merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah dengan fungsi mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu di sekitar jembatan. Bentuk struktur *abutment* yang digunakan pada Jembatan Buntung ini menggunakan tipe T terbalik. Bagian-bagian dari *abutment* tersebut terdiri dari *Back wall*, *breast wall*, *wing wall*, dan *pile cap*. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.7.



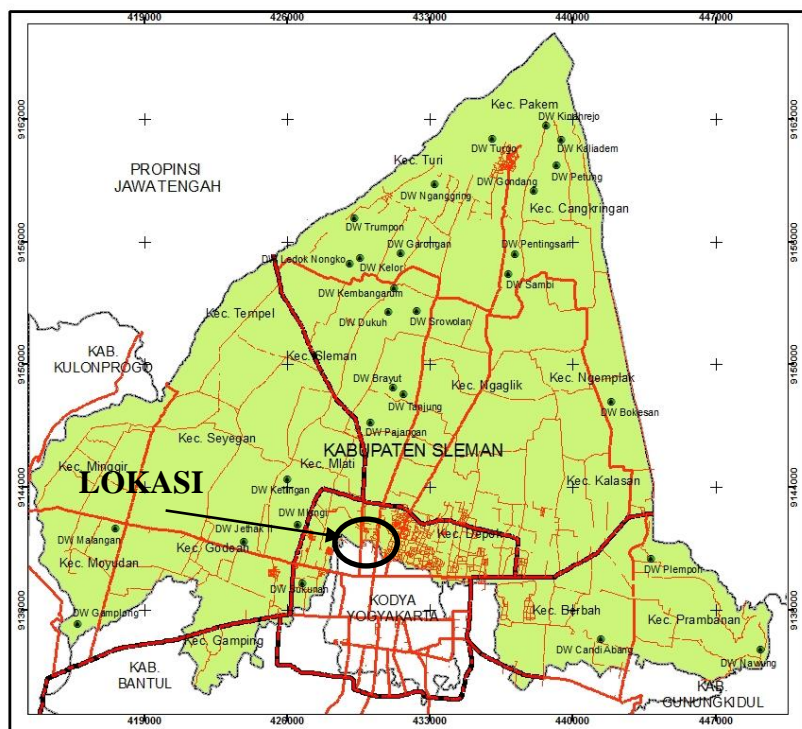
**Gambar 4.7** *Abutment* pada Perencanaan Ulang Jembatan Buntung

b. Pondasi

Berdasarkan data yang tersedia dan dengan berbagai pertimbangan teknis kondisi di lapangan, Jembatan Buntung direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) untuk *abutment*.

#### 4.4 Peta Lokasi

Jembatan Buntung berada di ruas Jalan Selokan Mataram dan Jalan Jati Mataram yang berada di antara jalan Monjali dan Jalan Magelang Sinduadi Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Peta lokasi Jembatan Buntung dapat dilihat pada Gambar 4.8.



**Gambar 4.8 Peta Lokasi Jembatan Buntung**

(Sumber : [dppka.jogjaprovo.go.id](http://dppka.jogjaprovo.go.id))

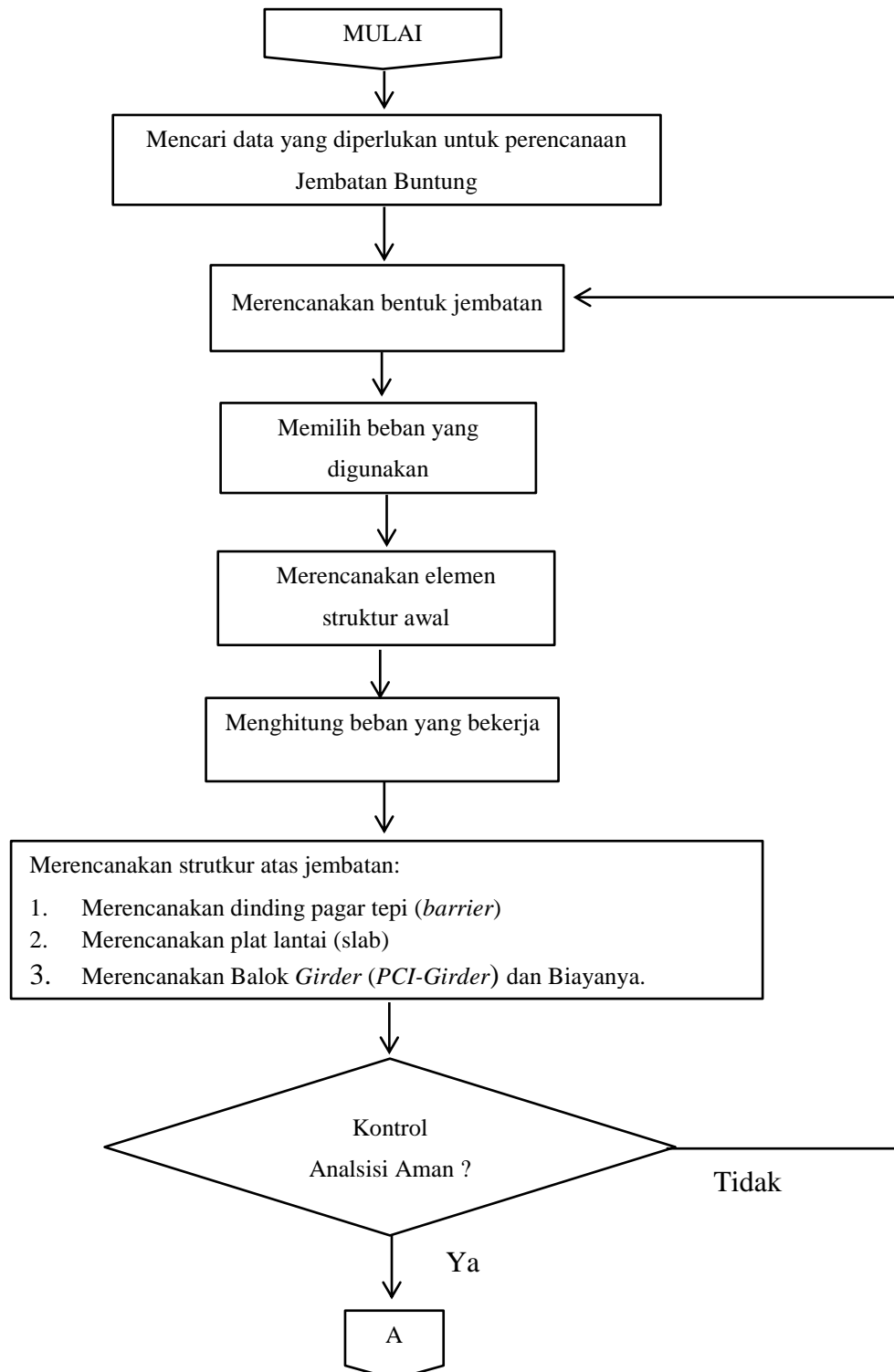
#### 4.5 Tahapan Perencanaan

Perencanaan Jembatan Buntung yang digunakan dalam penelitian ini adalah jembatan beton prategang tipe *I girder simple beam*. Adapun tahapan perencanaan yang dilakukan meliputi:

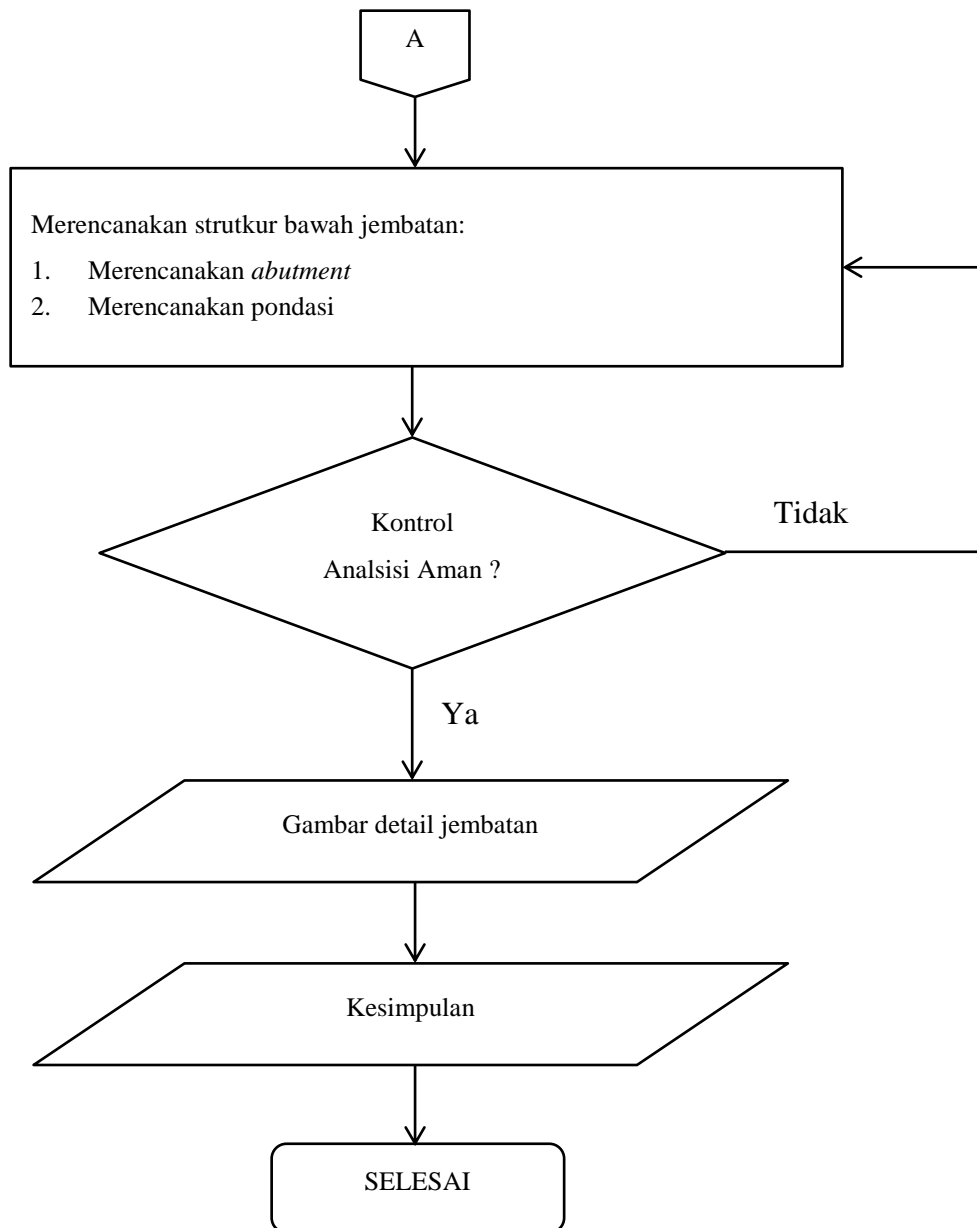
1. Mencari data Jembatan Buntung berupa data tanah dan data topografi,
2. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur jembatan,
3. Menghitung beban-beban yang bekerja pada jembatan sesuai dengan Standar Pembebanan untuk Jembatan RSNIT-02-2005, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan,
4. Menganalisis struktur dengan program SAP 2000 dan Program Ms. Excel 2010,
5. Memeriksa apakah elemen struktur awal sudah aman atau belum. Apabila belum aman, maka elemen tersebut disesuaikan,

6. Merencanakan elemen-elemen struktur jembatan dengan beton bertulang dan beton prategang,
7. Menyimpulkan hasil perencanaan,  
Adapun bagan alir (*flow chart*) Perencanaan Jembatan Buntung dapat dilihat pada Gambar 4.9.





**Gambar 4.9 Flow Chart Perencanaan Jembatan Buntung**



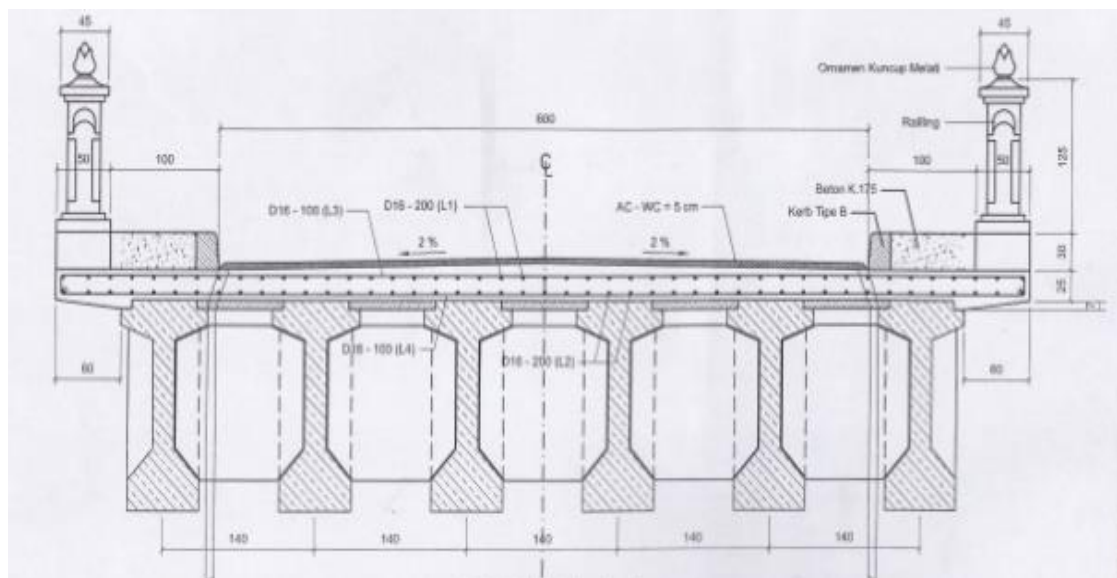
**Gambar 4.9 Lanjutan**

## BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

### 5.1 Tinjauan Umum

Analisis struktur Jembatan Buntung menggunakan program Ms. Excel 2010. Desain ulang Jembatan Buntung direncanakan menggunakan konstruksi beton prategang jenis *PCI Girder* struktur *simple beam*. Perencanaan Jembatan Buntung meliputi struktur atas dan struktur bawah. Analisis dapat dilakukan sesuai dengan perencanaan struktur yang direncanakan. Dalam perencanaan Jembatan Buntung, umur rencana yang digunakan adalah 100 tahun. Berdasarkan RSNIT-02-2005, faktor beban untuk keadaan batas ultimit didasarkan kepada umur rencana jembatan 50 tahun. Menurut RSNIT-02-2005 Pasal 9.2 Tabel 38 Untuk jembatan umur rencana 100 tahun, faktor beban ultimit harus diubah dengan menggunakan faktor pengali sebesar 1,10.

#### 5.1.1 Data-Data Teknis Jembatan



**Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan**

(Sumber: Dinas PU D.I. Yogyakarta)

Perencanaan Jembatan Buntung menggunakan struktur balok prategang paskatarik penampang *I Girder* dengan data berikut ini.

1. Panjang total jembatan	Lt	= 41,16 m
2. Panjang bentang jembatan	L	= 40 m
3. Jumlah <i>I Girder</i>	n	= 6 buah
4. Lebar <i>barier</i>	b <sub>2</sub>	= 1 m
5. Tebal genangan air hujan	t <sub>h</sub>	= 0,05 m
6. Tebal aspal	t <sub>a</sub>	= 0,05 m

### 5.1.2 Data Bahan

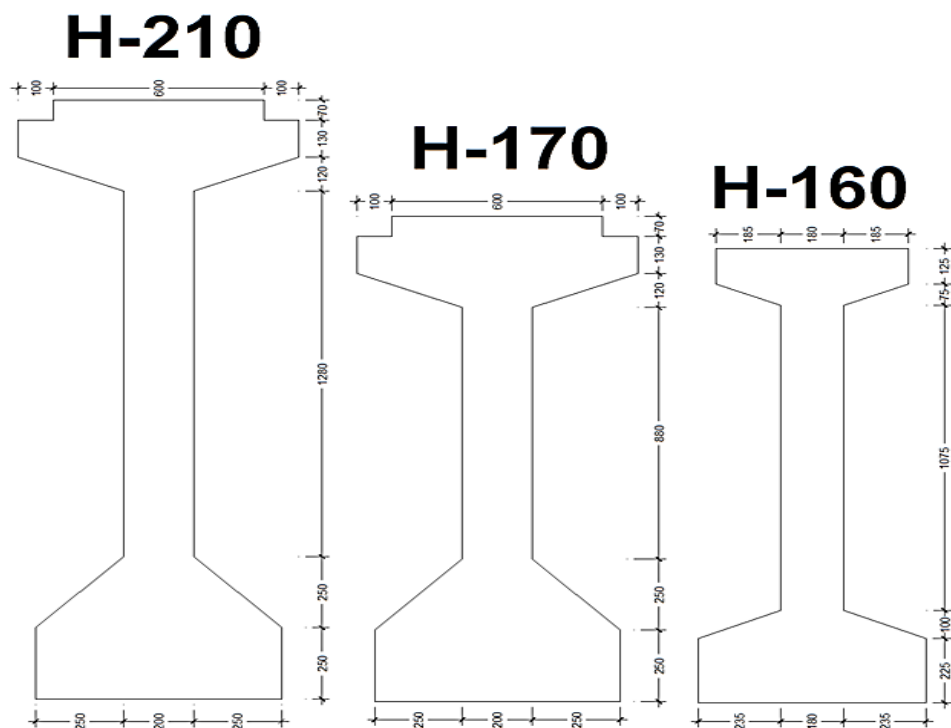
Berikut adalah mutu bahan yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Buntung Sleman.

1. Mutu Beton
  - a. Untuk beton prategang digunakan mutu beton  $f'c = 33,2$  MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa dan 66,4 MPa.
  - b. Untuk beton bertulang digunakan mutu beton K-350 setara dengan  $f'c = 29,05$  MPa. Beton dengan mutu K-350 digunakan pada bagian *barrier* dan plat lantai (*slab*).
  - c. Untuk beton pada fondasi *bored pile* digunakan mutu beton K-250, kuat tekan beton yang digunakan  $f'c = 20,75$  MPa.
2. Mutu Baja
  - a. Untuk  $\emptyset \geq 12$  mm digunakan mutu baja U-39, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 390$  MPa.
  - b. Untuk  $\emptyset < 12$  mm digunakan mutu baja U-24, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 240$  MPa.
3. Penampang PCI Girder yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.2.
4. Kombinasi Profil PCI Girder dan Mutu beton yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1.

**Tabel 5.1 Kombinasi Mutu Beton dan Tinggi Gider yang digunakan**

Tinggi PCI Girder	Mutu Beton (MPa)				
	33,2	41,5	49,8	58,1	66,4
H-210	✓	✓	✓	✓	✓
H-170	✓	✓	✓	✓	✓
H-160			✓	✓	✓

Balok prategang menggunakan baja prategang (tendon prategang) dengan spesifikasi seperti pada Tabel 5.2 Data-data berat volume bahan yang digunakan dalam desain ulang Jembatan Buntung ini dapat dilihat pada Tabel 5.3.

**Gambar 5.2 Penampang PCI Girder**

**Tabel 5.2 Data Tendon Prategang**

<b>DATA STRANDS CABLE – STANDARD VSL</b>			
Jenis <i>strands</i> : <i>Uncoated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270</i>			
Kuat tarik <i>strands</i>	$f_{pu}$	1860	MPa
Tegangan leleh <i>strands</i>	$f_{py}$	1582	MPa
Diameter nominal <i>strands</i>	$d$	13	mm
Luas tampang nominal satu <i>strands</i>	$A_{st}$	132.73	mm <sup>2</sup>
Beban putus satu <i>strands</i>	$P_{bs1}$	183,7	kN
Jumlah kawat untaian ( <i>strands cable</i> )	$n$	16	kawat/tendon
Diameter selubung tendon		84	mm
Modulus elastis <i>strands</i>	$E_s$	197000	MPa
Tipe dongkrak		VSL 19	

Sumber: VSL Indonesia

**Tabel 5.3 Data Berat Volume Bahan**

<i>Specific Gravity</i>		<b>kN/m<sup>3</sup></b>
Beton	$w_c =$	24,0
Beton bertulang	$w'_c =$	25,0
Beton prategang	$w''_c =$	25,0
Aspal	$w_a =$	22,0
Genangan air	$w_w =$	9,80

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

## 5.2 Perhitungan Dinding Tepi (*Barrier*)

Dinding pagar tepi (*barrier*) merupakan suatu konstruksi pengaman bagi penggunaan jembatan. Dinding pagar tepi direncanakan dengan menggunakan beton bertulang. Adapun data yang digunakan dalam perencanaan dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

### 5.2.1. Data Perhitungan Dinding Pagar Tepi (*Barrier*)

Menurut RSNIT-02-2005: Pasal 12.1 menyatakan beban rencana ultimit yang digunakan dalam perencanaan dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

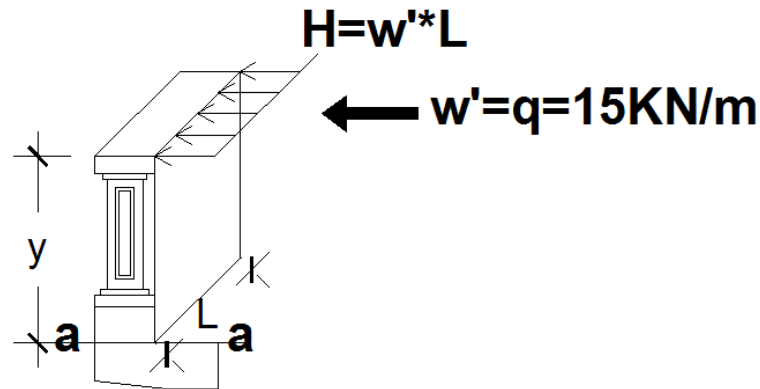
Beban horizontal pada *barrier*,  $w' = 15,0$  kN/m

Jarak tinjauan dinding pagar tepi,  $L = 1,0$  m

Tinggi *barrier* dari permukaan plat,  $y = 1,55$  m

### 5.2.2. Pembebanan Dinding Pagar Tepi (*Barrier*)

Beban rencana ultimit pada dinding pagar tepi (*barier*) dapat dilihat pada Gambar 5.3.



**Gambar 5.3** Beban Rencana Ultimit Dinding Pagar Tepi

Gaya yang bekerja pada dinding pagar tepi ( $H$ )

$$\begin{aligned} H &= w' \cdot L \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m} \right) \\ &= 15,0 \cdot 1 = 15,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap sisi bawah dinding pagar tepi,  $y = 1,55 \text{ m}$

Momen pada dinding ( $M_{TP}$ )

$$\begin{aligned} M_{a-a} &= H \cdot y \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ &= 15,0 \cdot 1,55 = 23,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor beban ultimit,  $K_{TP} = 2$

Momen ultimit rencana,

$$\begin{aligned} M_u &= K_{TP} \cdot M_{TP} \\ &= 2 \cdot 23,25 \text{ kN} \cdot \text{m} = 46,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

### 5.2.3. Perhitungan Penulangan Dinding Pagar Tepi (*Barrier*)

Berikut adalah perhitungan penulangan pada dinding pagar tepi (*barier*).

Kuat tekan beton, K-350	$f'c$	= 29,05 MPa
Tegangan leleh baja, U-39	$f_y$	= 390 MPa
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\emptyset$	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\emptyset$	= 0,6
Faktor beban distribusi tegangan beton	$\beta_1$	= 0,85 ( $f'c < 30$ MPa)
Tebal dinding sandaran <i>barier</i> ,	$h$	= 300 mm
Selimit beton,	$S_b$	= 20 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d'$	= $S_b + D_{tul.} + \frac{1}{2} D_{tul.}$ = $20 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 13$ = 39,5 mm
Tebal efektif dinding pagar tepi,	$d$	= $h - d'$ = $300 - 39,5 = 260,5$ mm

Rasio tulangan keadaan seimbang:

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 29,05}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0326 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$



$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,7942$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned} R_{\text{maks}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot m \right) \\ &= 0,0244 \cdot 390 \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0244 \cdot 15,7942 \right) \\ &= 7,6972 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Ditinjau selebar 1 m, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{46,5}{0,8} = 58,125 \text{ kNm} = 58125000 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{58125000}{1000 \cdot 260,5^2} \left( \frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{mm}^3} \right) = 0,8565 \text{ N/mm}^2$$

Syarat:  $R_n < R_{\text{maks}}$  OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{15,7942} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 15,7942 \cdot 0,8565}{390} \right)} \right) \\ &= 0,02236 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\text{min}} = 0,00359 < \rho_{\text{perlu}} = 0,02236 < \rho_{\text{max}} = 0,02442$

Maka rasio tulangan yang digunakan adalah  $\rho_{\text{pakai}} = 0,02236$

1. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,02236 \cdot 1000 \cdot 260,5 = 935,1282 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D13,

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,7322 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{132,7322 \cdot 1000}{935,1282} = 141,9402 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan,  $s = 140 \text{ mm}$

Jadi dipakai tulangan pokok **D13-140**

2. Tulangan Susut

Jumlah tulangan susut/tulangan arah memanjang jembatan dapat diambil 50 % dari tulangan pokok. Ketentuan ini sesuai dengan RSNIT-12-2004 Pasal 5.5.4.c.

$$A_s' = 50\% \cdot A_s = 0,5 \cdot 935,1282 = 467,5641 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut D13

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{132,7322 \cdot 1000}{467,5641} = 283,88 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D13 – 280**

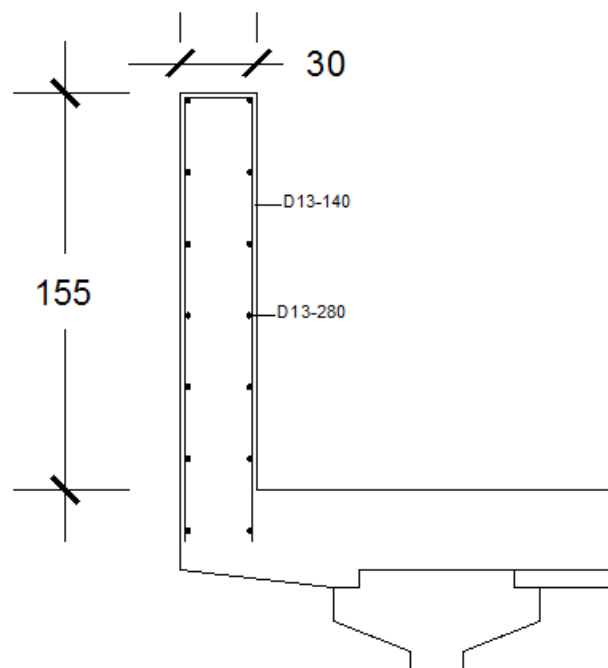
3. Tulangan Geser

Momen ultimit rencana,  $M_u = 46,5 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit rencana:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{Mu}{L} \left( \frac{kN.m}{m} \right) \\
 &= \frac{46,5}{1} = 46,5 \text{ kN} = 46500 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \left( \frac{N}{mm^2} \cdot mm^2 \right) \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{29,05} \cdot 1000 \cdot 260,5 \\
 &= \mathbf{234007,3742 \text{ N}}
 \end{aligned}$$

Karena  $\phi \cdot V_c > V_u$  maka tidak perlu menggunakan tulangan geser. Sebab beton telah mampu menahan gaya geser yang terjadi. Untuk mempermudah pemasangan tulangan, digunakan tulangan sengkang  $\phi 8-300$  mm. Untuk penulangan dinding pagar tepi dapat di lihat pada Gambar 5.4.



**Gambar 5.4 Penulangan Dinding Pagar Tepi (Barrier)**

### 5.3 Perhitungan Plat Lantai (*Slab*) Jembatan

Perhitungan lantai jembatan meliputi analisis beban pada lantai jembatan yang meliputi aksi tetap, aksi sementara dan aksi lingkungan, serta perhitungan tulangan memanjang dan tulangan susut. Berikut adalah data perencanaan tampang melintang *slab* jembatan.

- |   |       |            |
|---|-------|------------|
| 1. Tebal <i>slab</i> lantai jembatan,   | $h$   | $= 0,25$ m |
| 2. Tebal lapis aspal + <i>overlay</i> , | $h_a$ | $= 0,05$ m |
| 3. Tinggi genangan air hujan,           | $t_h$ | $= 0,05$ m |
| 4. Lebar <i>jalur</i> lalu lintas       | $b_1$ | $= 6,0$ m  |
| 5. Panjang bentang jembatan             | $L$   | $= 40$ m   |

#### 5.3.1 Pembebanan Pada Plat Lantai (*Slab*) Jembatan

Perencanaan struktur plat lantai jembatan dipengaruhi oleh momen-momen akibat beban/gaya yang bekerja pada plat lantai. Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut.

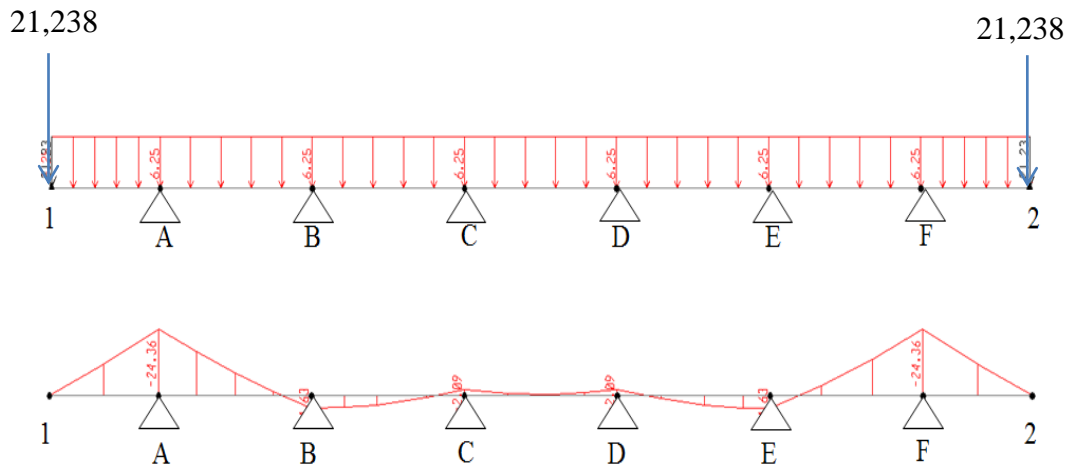
##### 1. Berat Sendiri (MS)

- |   |          |                          |
|---|----------|--------------------------|
| Faktor beban ultimit,                         | $K_{MS}$ | $= 1,30$                 |
| Ditinjau <i>slab</i> lantai jembatan selebar, | $b$      | $= 1,0$ m                |
| Lebar <i>slab</i> lantai jembatan,            | $s$      | $= 9$ m                  |
| Tebal <i>slab</i> lantai jembatan,            | $h$      | $= 0,25$ m               |
| Berat beton bertulang,                        | $w_c$    | $= 25$ kN/m <sup>3</sup> |
| Berat <i>barrier</i>                          | $P_{MS}$ | $= 21,238$ kN            |
| Berat trotoar                                 | $Q_{MS}$ | $= 7,5$ kN               |

Berat sendiri pada lantai jembatan,

$$\begin{aligned}
 Q_{MS} &= b \cdot h \cdot w_c \\
 &= 1 \cdot 0,25 \cdot 25 \text{ (m.m.kN/m}^3\text{)} \\
 &= 6,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat berat sendiri ( $M_{MS}$ ) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti Gambar 5.5, sehingga diperoleh momen tumpuan dan lapangan dari analisis SAP 2000 v.14 sebesar:



**Gambar 5.5 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14**

$$M_{MS} \text{ Tumpuan} = -24,36 \text{ kNm}$$

$$M_{MS} \text{ Lapangan} = 4,63 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana ( $M_u$ ):

$$M_u = K_{MS} \cdot M_{MS}$$

$$\begin{aligned} M_{uTumpuan} &= K_{MS} \cdot M_{MSTumpuan} \\ &= 1,3 \cdot -24,36 \text{ kNm} \\ &= -31,668 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uLapangan} &= K_{MS} \cdot M_{MSLapangan} \\ &= 1,3 \cdot 4,63 \text{ kNm} \\ &= 6,019 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 2. Beban Mati Tambahan (MA)

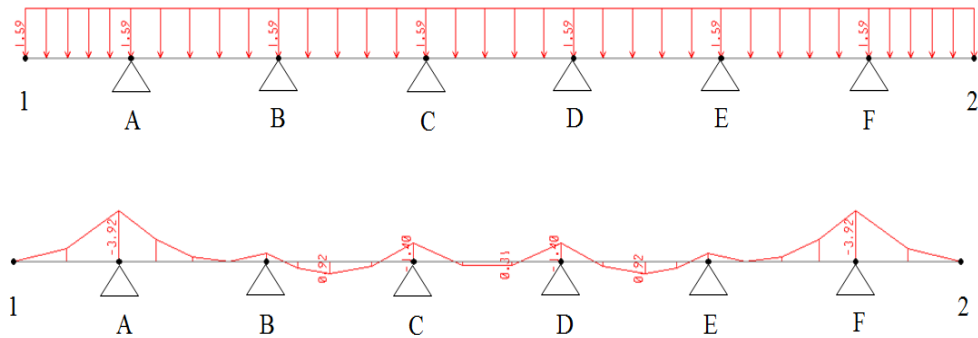
Faktor beban ultimit,  $K_{MA} = 2,0$

$$\text{Lapisan aspal + Overlay} = 0,05 \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 1,1 \text{ kN/m}$$

$$\text{Air hujan} = 0,05 \cdot 9,80 \text{ kN/m}^3 = 0,490 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan, } Q_{MA} = 1,590 \text{ kN/m}$$

Momen maksimum akibat berat tambahan ( $M_{MA}$ ) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti Gambar 5.6, sehingga diperoleh momen tumpuan dan lapangan dari analisis SAP 2000 v.14 sebesar:



**Gambar 5.6 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14**

$$M_{MA \text{ Tumpuan}} = -3,92 \text{ kNm}$$

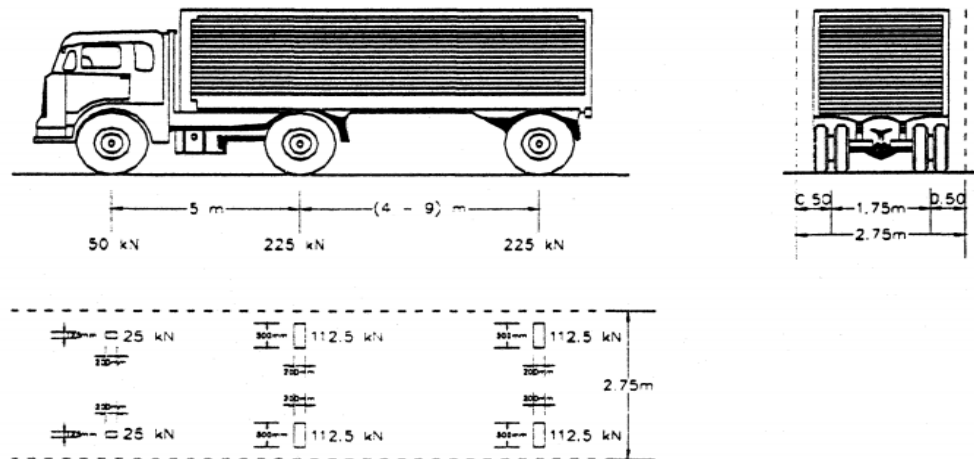
$$M_{MA \text{ Lapangan}} = 0,92 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana ( $M_u$ )

$$\begin{aligned} Mu_{Tumpuan} &= K_{MA} \cdot M_{MATumpuan} \\ &= 2 \cdot -3,92 \text{ kNm} \\ &= -7,84 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu_{Lapangan} &= K_{MA} \cdot M_{MALapangan} \\ &= 2 \cdot 0,92 \text{ kNm} \\ &= 1,84 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3. Beban Hidup Truk "T" (TT)



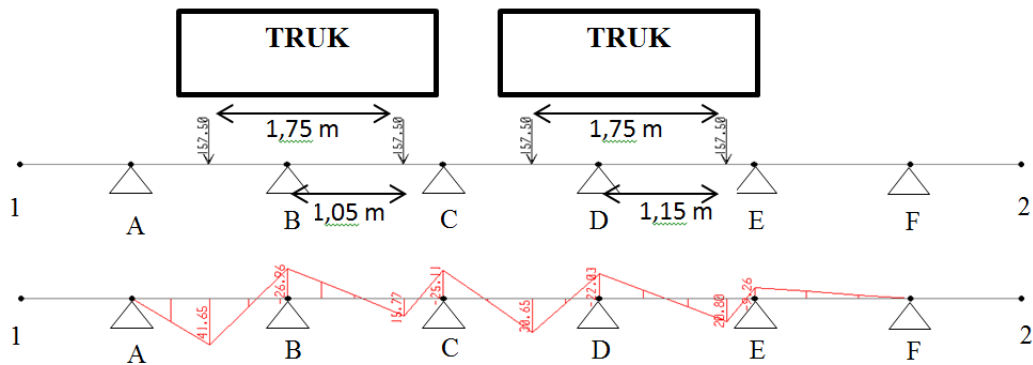
**Gambar 5.7 Pembebanan Truk "T"**

(Sumber : RSNI T 02 2005)

Menurut Gambar 5.7 dapat diketahui bahwa beban hidup pada *slab* jembatan berupa roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya beban hidup  $T = 112,5$  kN dan faktor beban *ultimate* ( $K_{TT}$ ) = 2. Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil DLA (*sumber: RSNI T-02-2005 tentang pembebanan pada jembatan*). Untuk pembebanan truk maka faktor beban dinamis (FBD) yang merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dapat diambil 30%, (*sumber: RSNI T-02-2005*). Sehingga beban truk pada satu titik roda diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Beban Truk, PTT} &= (1 + FBD) \cdot T \\ &= (1 + 0,4) \cdot 112,5 \\ &= 157,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat dari beban hidup truk ( $M_{TT}$ ) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti Gambar 5.8, sehingga diperoleh momen tumpuan dan momen lapangan dari analisis SAP 2000 v.14 sebesar:



**Gambar 5.8 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14**

$$M_{TT \text{ Tumpuan}} = -26,96 \text{ kNm}$$

$$M_{TT \text{ Lapangan}} = 41,63 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana ( $M_u$ )

$$\begin{aligned} M_{u \text{ Tumpuan}} &= K_{TT} \cdot M_{TT \text{ Tumpuan}} \\ &= 1,8 \cdot -26,96 \text{ kNm} \\ &= -48,53 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ Lapangan}} &= K_{TT} \cdot M_{TT \text{ Lapangan}} \\ &= 1,8 \cdot 41,63 \text{ kNm} \\ &= 74,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 4. Beban Angin (EW)

Beban angin yang bekerja pada struktur atas diperhitungkan dengan rumus:

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2, \text{ di mana:}$$

Dengan cara interpolasi maka didapat nilai  $C_w = 1,464$ , dimana:

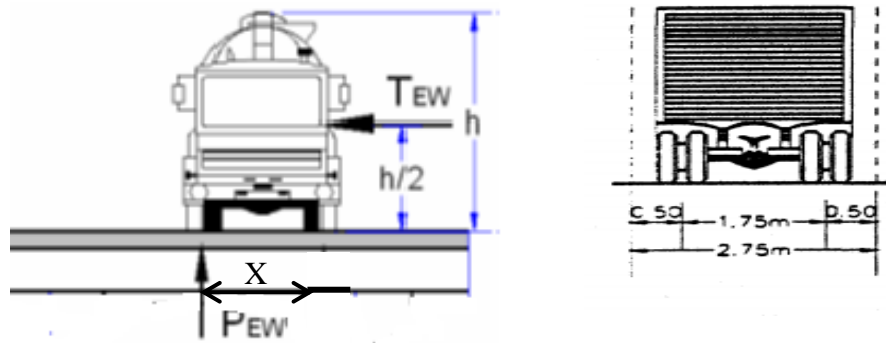
$C$  = koefisien seret = 1,464 (Tabel 27 RSNI T 02 2005)

$V_w$  = kecepatan angin rencana = 30 m/dt (sumber: RSNIT-02-2005)

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \cdot 1,464 \cdot (30)^2 \\ &= 1,581 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Faktor beban ultimit:  $K_{EW} = 1,2$

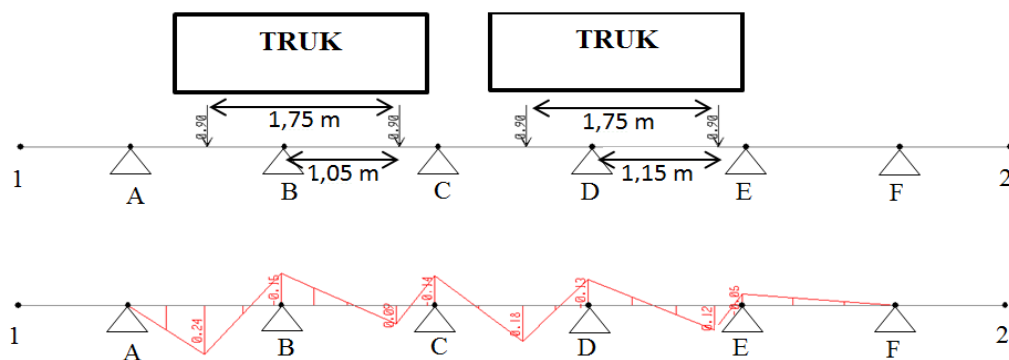


**Gambar 5.9 Transfer Beban Angin Terhadap Plat Lantai**  
(Sumber: RSNI T 02 2005)

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi  $h = 2,0$  meter di atas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan  $x = 1,75$  meter, maka transfer beban angin ke lantai jembatan untuk tiap roda dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{EW} &= 0,5 \cdot h/x \cdot T_{EW} \\ &= 0,5 \cdot 2,0/1,75 \cdot 1,581 \\ &= 0,903 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat dari beban angin ( $M_{EW}$ ) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti Gambar 5.10, sehingga diperoleh momen tumpuan dan momen lapangan dari analisis SAP 2000 v.14 sebesar:



**Gambar 5.10 Hasil Analisis dengan SAP 2000 v.14**

$$M_{EW \text{ Tumpuan}} = -0,16 \text{ kNm}$$

$$M_{EW \text{ Lapangan}} = 0,24 \text{ kNm}$$

Momen ultimit rencana ( $M_u$ )

$$\begin{aligned} M_{u \text{ Tumpuan}} &= K_{EW} \cdot M_{EW \text{ Tumpuan}} \\ &= 1,2 \cdot -0,16 \text{ kNm} \\ &= -0,192 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ Lapangan}} &= K_{EW} \cdot M_{EW \text{ Lapangan}} \\ &= 1,2 \cdot 0,24 \text{ kNm} \\ &= 0,288 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa SAP terhadap pembebanan yang terjadi pada lantai kendaraan, maka diperoleh hasil rekap seperti pada Tabel 5.4. Hasil rekap tersebut kemudian dikalikan dengan faktor *ultimate* untuk mendapatkan momen maksimal yang terjadi pada lantai kendaraan. Rekap momen *ultimate* dapat dilihat pada Tabel 5.5.

**Tabel 5.4 Rekap Momen pada Slab Lantai Jembatan**

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Daya Layan	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	KMS	1	-24,36	4,63
2	Beban mati tambahan	KMA	1	-3,92	0,92
3	Beban truk	KTT	1	-26,96	41,63
4	Beban angin	KEW	1	-0,16	0,24

**Tabel 5.5 Rekap Momen Ultimit pada Slab Lantai Jembatan**

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Keadaan Ultimit	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	KMS	1.3	-31,67	6,02
2	Beban mati tambahan	KMA	2	-7,84	1,84
3	Beban truk	KTT	1,8	-48,52	74,93
4	Beban angina	KEW	1.2	-0,19	0,28
Total Momen Ultimit <i>slab</i> , $M_u$				-88,23	83,08

Antara momen tumpuan dan momen lapangan yang diperoleh dikalikan dengan faktor beban ultimit masing-masing jenis pembebanan. Digunakan momen terbesar antara momen tumpuan dan momen lapangan. Dari perhitungan diatas, maka digunakan momen untuk slab adalah  $M_u$  tumpuan dengan nilai = 88,23 kNm.

### 5.3.2 Penulangan Plat Lantai (*Slab*) Jembatan

Plat satu arah adalah plat yang ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan ataupun plat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi  $L_y/L_x > 2$ , sehingga hampir seluruh beban dilimpahkan pada sisi terpendek.

Panjang sisi pendek,  $L_x = 1,4 \text{ m} = 1400 \text{ mm}$

Panjang bentang panjang,  $L_y = 40,8 \text{ m} = 40800 \text{ mm}$

Pada *slab* jembatan terdapat 12 tumpuan sendi dimana masing-masing menggunakan plat 1 arah.

Mutu beton: K-350  $f'_c = 29,05 \text{ MPa}$

Mutu Baja, U-39  $f_y = 390 \text{ MPa}$

Tebal *slab*,  $h = 250 \text{ mm}$

Diameter tulangan,  $D = 16 \text{ mm}$

Penutup beton,  $P_b = 35 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton  $d' = 35 + (16/2) = 43 \text{ mm}$

Tebal efektif *slab*,  $d = h - d' = 250 - 43 = 207 \text{ mm}$

Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk  $f'_c = 29,05 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$  maka nilai  $\beta_1 = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,6$

Momen rencana ultimit,  $M_u = 88,23 \text{ kNm}$

Rasio tulangan berimbang:

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

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 29,05}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0326$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0326 = 0,0245$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,7943$$

Faktor tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned} R_{maks} &= \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot m \right) \\ &= 0,0245 \cdot 390 \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0245 \cdot 15,7943 \right) \\ &= 7,6973 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{88,23}{0,8} = 110,285 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{110,285 \cdot 10^6}{1000 \cdot 207^2} = 2,5738$$

Syarat  $R_n < R_{maks}$       OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{15,7943} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 15,7943 \cdot 2,5738}{390} \right)} \right) \\ &= 0,007\end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0036 < \rho_{perlu} = 0,0070 < \rho_{maks} = 0,0245$

Maka rasio tulangan yang dipakai  $\rho_{pakai} = 0,0070$

#### 1. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0070 \cdot 1000 \cdot 207 = 1445,8496 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s} = \frac{201,062 \cdot 1000}{1445,8496} = 139,0614 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 120**

#### 2. Tulangan Susut

Jumlah tulangan susut/tulangan arah memanjang jembatan dapat diambil 50 % dari tulangan pokok. Ketentuan ini sesuai dengan RSNIT-12-2004 Pasal 5.5.4.c.

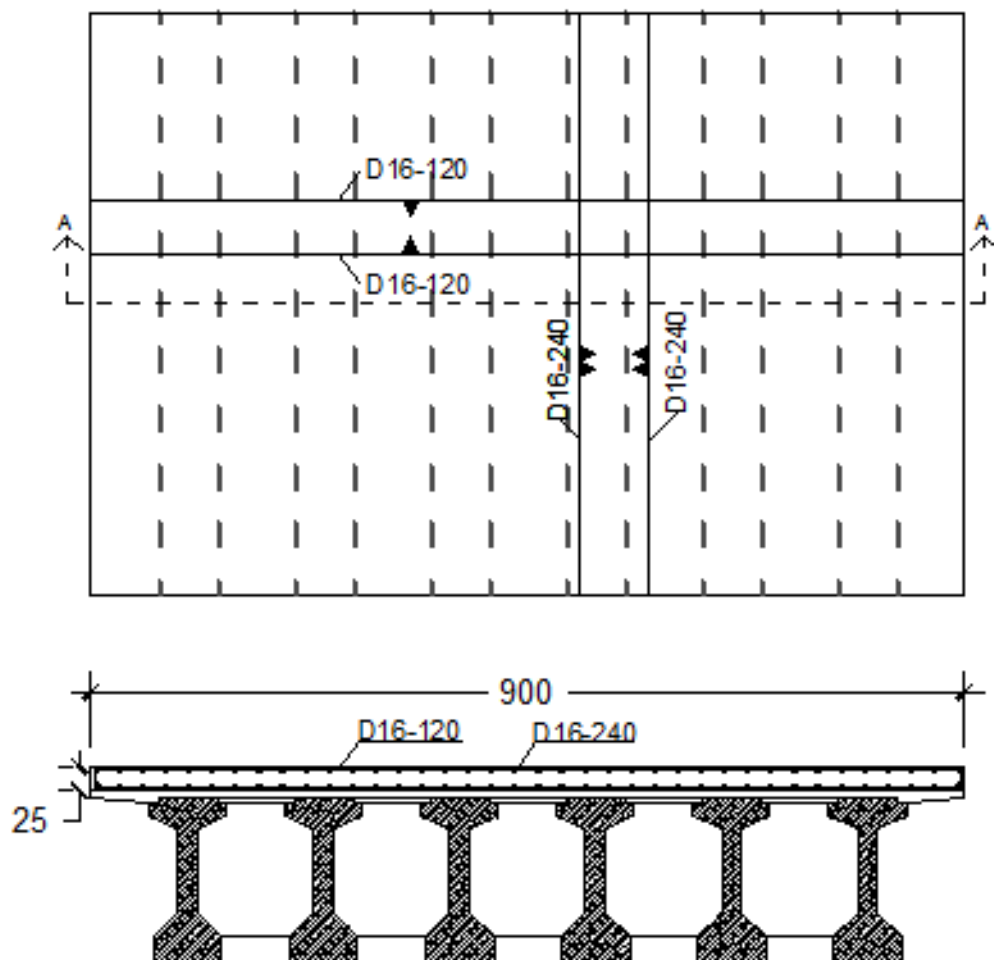
$$A_s' = 50\% \cdot A_s = 0,5 \cdot 1445,8496 = 722,9247 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan susut D16

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d b}{A_s} = \frac{201,0619 \cdot 1000}{722,9247} = 278,122 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 240**

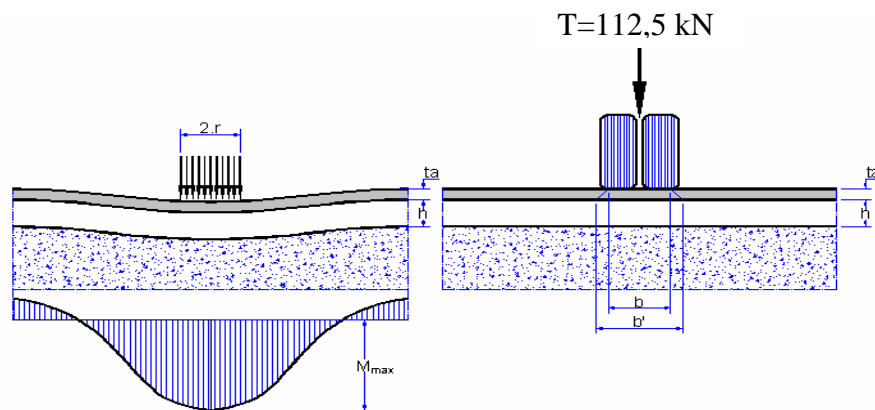


**Gambar 5.11 Penulangan Plat Lantai**

### 5.3.3 Perhitungan Plat Injak Jembatan pada *Abutment*

Plat injak jembatan terletak pada bagian belakang *abutment* yang berfungsi menyalurkan getaran hentakan kendaraan ke tanah dasar. Getaran terjadi akibat proses perpindahan kendaraan dari stuktur jembatan ke jalan raya yang berada diatas tanah. Plat injak ditinjau dari arah melintang dan memanjang jembatan seperti terlihat pada Gambar 5.12 dan Gambar 5.13.

#### 1. Plat injak arah melintang jembatan



**Gambar 5.12 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Melintang Jembatan**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

#### a. Momen plat injak arah melintang jembatan.

Mutu beton: K-250  $f'_c = 20,75 \text{ MPa}$

Mutu baja, U-39  $f_y = 390 \text{ MPa}$

Tebal plat injak,  $h = 0,25 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal,  $ta = 0,05 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk,  $b = 0,5 \text{ m}$

$$b' = b + ta$$

$$= 0,5 + 0,05 = 0,55 \text{ m}$$

Angka poisson,  $\nu = 0,15$

Modulus reaksi tanah,  $K_s = 81500 \text{ kN/m}^2$

Modulus elastis beton,  $E_c = 25332084,4 \text{ kN/m}^2$

Lebar penyebaran beban terpusat,  $r = b'/2 = 0,275 \text{ m}$

Faktor beban ultimit truk,  $K_{TT} = 1,8$

Beban hidup plat injak berupa beban roda ganda oleh truk yang besarnya,

$$T = 112,5 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,

$$DLA = 0,4$$

Maka beban truk "T"

$$\begin{aligned} T_{TT} &= (1 + DLA) \cdot T \\ &= (1 + 0,4) \cdot 112,5 = 157,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Koefisien  $\lambda$  untuk menghitung momen maks dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} \lambda &= \left[ \frac{Ec \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu) \cdot K_s} \right]^{0,25} \\ &= \left[ \frac{25332084,4 \cdot 0,25^3}{12 \cdot (1 - 0,15) \cdot 81500} \right]^{0,25} \\ &= 0,8306 \end{aligned}$$

Momen maks pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} M_{maks} &= \frac{T_{TT}}{2} \cdot \left[ 1 - \left( r \cdot \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right] \\ &= \frac{157,5}{2} \cdot \left[ 1 - \left( 0,275 \cdot \sqrt{\frac{2}{0,8306}} \right)^{0,6} \right] \\ &= 31,5079 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit plat injak,

$$\begin{aligned} Mu &= K_{TT} \cdot M_{maks} \\ &= 1,8 \cdot 31,5079 \text{ kNm} \end{aligned}$$



$$= 56,7142 \text{ kNm}$$

b. Penulangan plat injak arah melintang jembatan

Mutu beton: K-250	$f'c = 20,75 \text{ MPa}$
Mutu baja, U-39	$f_y = 390 \text{ MPa}$
Tebal slab,	$h = 250 \text{ mm}$
Diameter tulangan melintang,	$D = 16 \text{ mm}$
Diameter tulangan memanjang,	$D = 16 \text{ mm}$
Penutup beton,	$P_b = 35 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 35 + (16/2) = 43 \text{ mm}$
Tebal efektif slab,	$d = h - d' = 250 - 43 = 207 \text{ mm}$
Ditinjau slab beton selebar 1 m,	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor beban distribusi tegangan beton,	
Untuk $f'c = 20,75 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$ maka nilai, $\beta_1$	$= 0,85$
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$= 0,8$
Faktor reduksi kekuatan geser,	$= 0,6$
Momen rencana ultimit,	$M_u = 56,7142 \text{ kNm}$
Rasio tulangan berimbang:	

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

$$= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0232$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0232 = 0,0174$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,1119$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned} R_{maks} &= 0,75 \cdot \rho b \cdot f_y \cdot \left( \frac{1 - 0,5 \cdot 0,75 \cdot \rho b \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c} \right) \\ &= 0,75 \cdot 0,0232 \cdot 390 \cdot \left( \frac{1 - 0,5 \cdot 0,75 \cdot 0,0232 \cdot 390}{0,85 \cdot 20,75} \right) \\ &= 5,4980 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Momen nominal rencana:

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{56,7142}{0,8} = 70,8927 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d_2} = \frac{70,8927}{1000 \cdot 207^2} = 1,6544 \text{ N/mm}^2$$

Syarat:  $R_n < R_{maks}$       OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{22,1119} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 22,1119 \cdot 1,6307}{390} \right)} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0044$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{perlu} = 0,0044 < \rho_{maks} = 0,0236$

Maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho_{pakai} = 0,0044$

c. Tulangan pokok

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0044 \cdot 1000 \cdot 207 = 923,719 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D16,

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,061 \text{ mm}^2$$

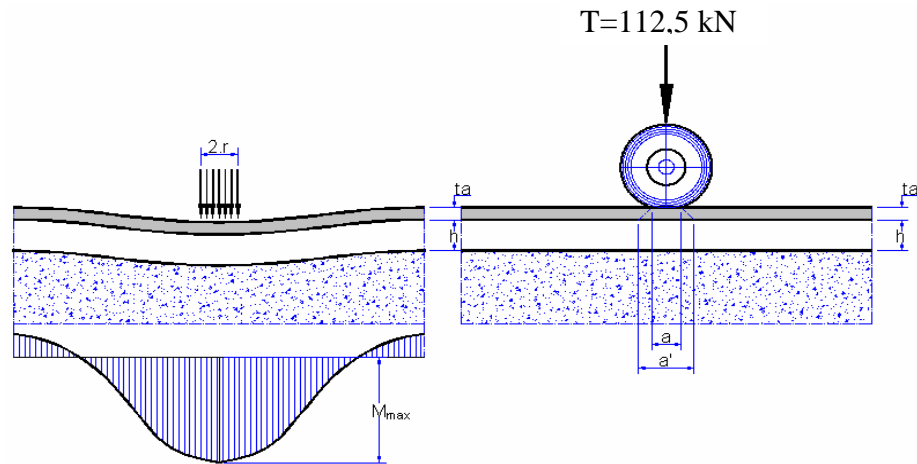
Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{201,061 \cdot 1000}{916,355} = 217,665 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 200**

## 2. Plat injak arah memanjang jembatan



**Gambar 5.13 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Memanjang Jembatan**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

### a. Momen plat injak arah memanjang jembatan

Lebar bidang kontak roda truk,  $b = 0,3 \text{ m}$

$$\begin{aligned} b' &= b + ta \\ &= 0,3 + 0,05 = 0,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Lebar penyebaran beban terpusat,  $r = b'/2 = 0,175 \text{ m}$

Maka beban truk "T"

$$T_{TT} = 157,5 \text{ kN}$$

Koefisien  $\lambda$  untuk menghitung momen maks dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} \lambda &= \left[ \frac{Ec \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu) \cdot K_s} \right]^{0,25} \\ &= \left[ \frac{25332084,4 \cdot 0,25^3}{12 \cdot (1 - 0,15) \cdot 81500} \right]^{0,25} \\ &= 0,8306 \end{aligned}$$

Momen maks pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 M_{maks} &= \frac{T_{TT}}{2} \cdot \left[ 1 - \left( r \cdot \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right] \\
 &= \frac{157,5}{2} \cdot \left[ 1 - \left( 0,175 \cdot \sqrt{\frac{2}{0,8306}} \right)^{0,6} \right] \\
 &= 42,729 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen ultimit plat injak,

$$\begin{aligned}
 Mu &= K_{TT} \cdot M_{maks} \\
 &= 1,8 \cdot 42,729 \text{ kNm} \\
 &= 76,912 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan plat injak arah memanjang jembatan

Mutu beton: K-250	$f'_c$	= 20,75 MPa
Mutu baja, U-39	$f_y$	= 390 MPa
Tebal slab,	$h$	= 250 mm
Diameter tulangan melintang,	$D$	= 16 mm
Diameter tulangan memanjang,	$D$	= 16 mm
Penutup beton,	$P_b$	= 35 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 35 + (16/2)$	= 43 mm
Tebal efektif slab,	$d = h - d' = 250 - 43$	= 207 mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m,	$b$	= 1000 mm
Faktor beban distribusi tegangan beton,		
Untuk $f'_c = 20,75 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa}$ maka nilai,	$\beta_1$	= 0,85
Faktor reduksi kekuatan lentur,		= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser,		= 0,6
Momen rencana ultimit, $M_u$		= 76,912 kNm
Rasio tulangan berimbang:		

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \left( \frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0232\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0232 = 0,0174$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,1119$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned}R_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left( \frac{1 - 0,5 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c} \right) \\ &= 0,75 \cdot 0,0232 \cdot 390 \cdot \left( \frac{1 - 0,5 \cdot 0,75 \cdot 0,0232 \cdot 390}{0,85 \cdot 20,75} \right) \\ &= 5,498 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Momen nominal rencana:

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{76,912}{0,8} = 96,140 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{96,140}{1000.207^2} = 2,243 \text{ N/mm}^2$$

Syarat:  $R_n < R_{maks}$  OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2.m.R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{22,1119} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot 22,111 \cdot 2,243}{390} \right)} \right) \\ &= 0,00617 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{perlu} = 0,00617 < \rho_{maks} = 0,02446$

Maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho_{pakai} = 0,00617$

c. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00617 \cdot 1000 \cdot 207 = 1278,149 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D16,

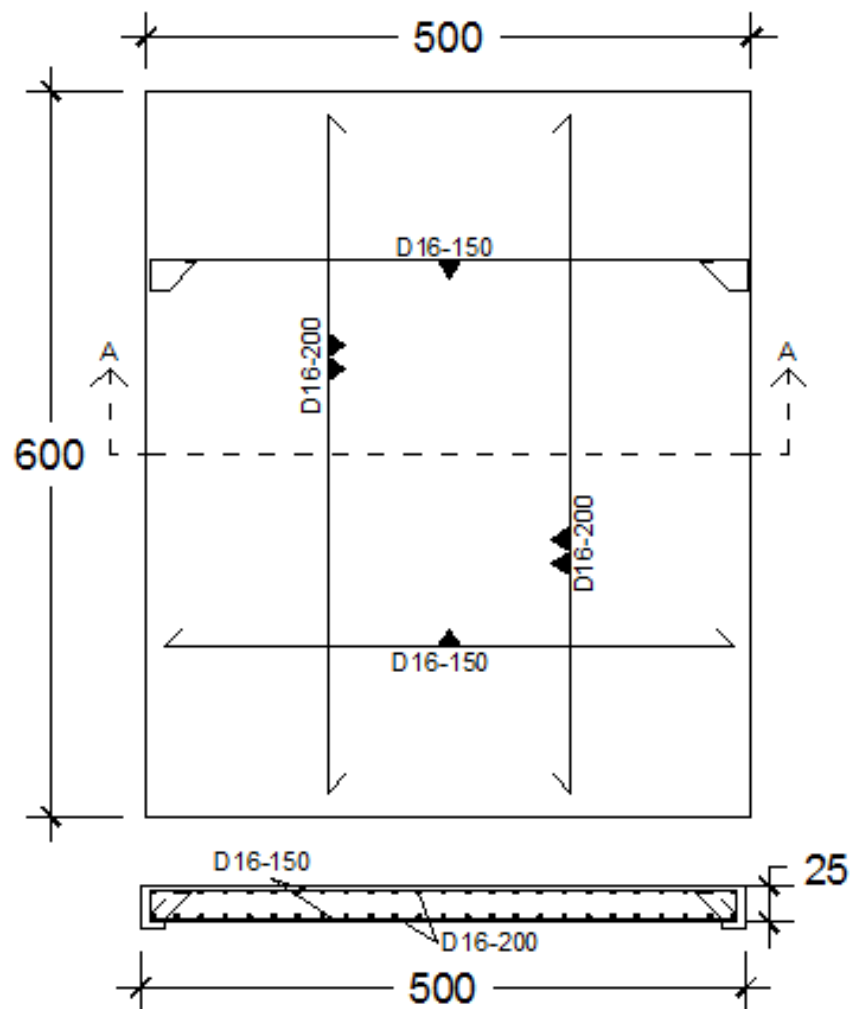
$$\begin{aligned} A_d &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad \cdot b}{As}$$

$$= \frac{201,062 \cdot 1000}{1278,149} = 157,307 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 150**



**Gambar 5.14 Penulangan Plat Injak**



## 5.4 Perhitungan Balok Prategang

### 5.4.1 Perhitungan Momen Pada Penampang Balok Prategang

Penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang I. Penetapan batasan-batasan tegangan ijin:

Mutu beton K-600 setara dengan kuat tekan beton  $f'c = 49,8$  MPa. Saat transfer umur beton baru 14 hari, sehingga berdasarkan tabel perbandingan kuat tekan beton kekuatan beton untuk umur 14 hari baru mencapai 80%, maka:

$$f'_{ci} = 80\% \cdot f'c = 0,80 \cdot 49,8 = 39,84 \text{ MPa}$$

Tegangan ijin beton:

1. Saat transfer, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2, Pasal 4.4.1.2.4)

$$\text{Serat tekan} : f_{ci} = 0,6 \cdot f'_{ci} = 0,60 \cdot 39,84 = 23,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ti} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,50 \cdot \sqrt{39,84} = 3,16 \text{ MPa}$$

2. Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, Pasal 4.4.1.2.3)

$$\text{Serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'c = 0,45 \cdot 49,8 = 22,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ts} = 0,5 \cdot \sqrt{f'c} = 0,50 \cdot \sqrt{49,8} = 3,53 \text{ MPa}$$

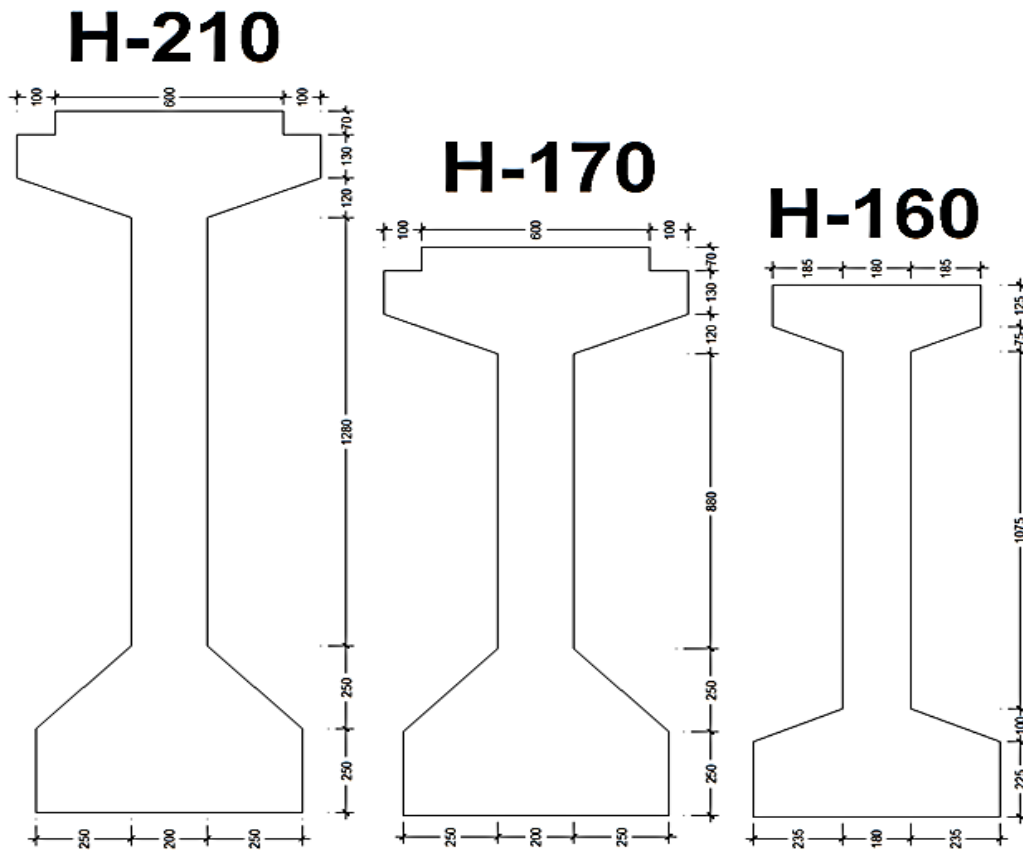
1. Mencari tinggi balok ( $h$ )

Berdasarkan RSNI-T-12-2004 Pasal 9.2.1 tinggi komponen beton prategang adalah  $h \geq L/20$ . Sehingga tinggi penampang *PC I girder* adalah:

$$h \geq \frac{L}{20}$$

$$h \geq \frac{40}{20} = 2 \text{ m}$$

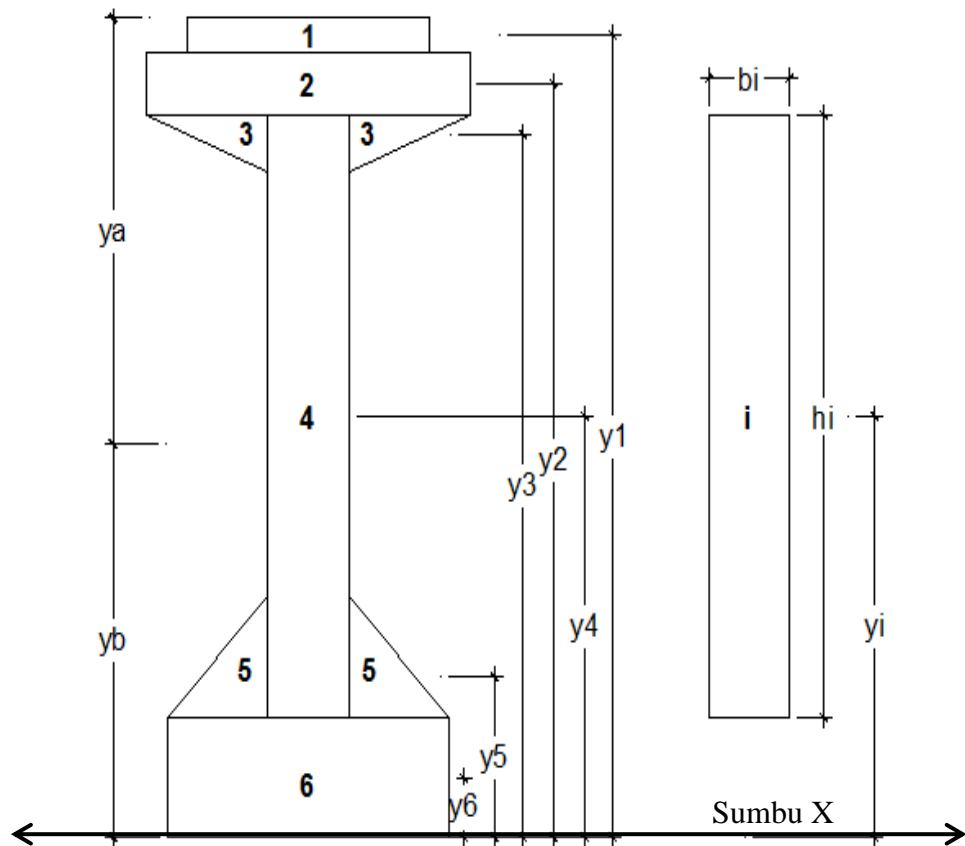
Pada penelitian kali ini, penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang I dengan produk yang tersedia dilapangan yang diproduksi oleh PT. Wijaya Karya Beton. Adapun tinggi Profil yang dipakai adalah H-160, H-170, dan H-210. dengan bentuk penampang seperti pada Gambar 5.15.



**Gambar 5.15 Penampang balok prategang I-Girder**

## 2. Properties Penampang *I-Girder*

*I-Girder* menggunakan 3 tinggi balok (*H*) yang berbeda, maka properties penampang disesuaikan dengan kondisi penjualan dilapangan berdasarkan *Concrete Bridge Product Wika Beton*. Momen ultimit yang terjadi pada penampang *I-Girder* dapat dilihat pada Tabel 5.6 – 5.8.



Gambar 5.16 Titik Berat Balok Terhadap Alas

Tabel 5.6 Rekap Momen Ultimit Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-210

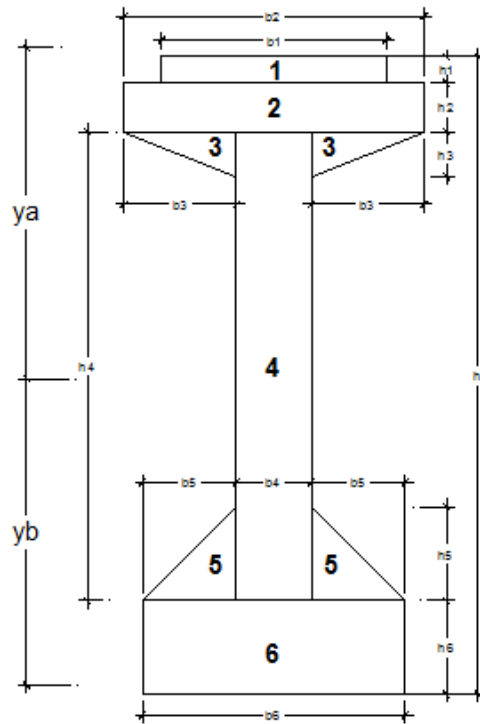
i	Dimensi		Luas Tampang	Jarak thd alas	statis momen	Inesia momen	inersia momen
	Lebar	Tinggi					
	$b_i$ (m)	$h_i$ (m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$y_i$ (m)	$A_i \cdot y_i$ (m <sup>3</sup> )	$A_i \cdot y_i^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_o$ (m <sup>4</sup> )
1	0.60	0.07	0.04	2.07	0.09	0.18	0.00
2	0.80	0.13	0.10	1.97	0.20	0.40	0.00
3	0.30	0.12	0.04	1.86	0.07	0.12	0.00
4	0.20	1.65	0.33	1.08	0.35	0.38	0.07
5	0.25	0.25	0.06	0.33	0.02	0.01	0.00
6	0.70	0.25	0.18	0.13	0.02	0.00	0.00
Total :		2.10	0.75		0.76	1.10	0.08

**Tabel 5.7 Rekap Momen Ultimit Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-170**

i	Dimensi		Luas Tampang	Jarak thd alas	statis momen	Inesia momen	inersia momen
	Lebar	Tinggi					
	$b_i$ (m)	$h_i$ (m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$Y_i$ (m)	$A_i*y_i$ (m <sup>3</sup> )	$A_i*y_i^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_o$ (m <sup>4</sup> )
1	0.60	0.07	0.04	1.67	0.07	0.12	0.00
2	0.80	0.13	0.10	1.57	0.16	0.25	0.00
3	0.30	0.12	0.04	1.46	0.05	0.08	0.00
4	0.20	1.25	0.25	0.88	0.22	0.19	0.03
5	0.25	0.25	0.06	0.33	0.02	0.01	0.00
6	0.70	0.25	0.18	0.13	0.02	0.00	0.00
Total :		1.70	0.67		0.55	0.65	0.03

**Tabel 5.8 Rekap Momen Ultimit Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-160**

i	Dimensi		Luas Tampang	Jarak thd alas	statis momen	Inesia momen	inersia momen
	Lebar	Tinggi					
	$b_i$ (m)	$h_i$ (m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$y_i$ (m)	$A_i*y_i$ (m <sup>3</sup> )	$A_i*y_i^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_o$ (m <sup>4</sup> )
1	0.550	0.050	0.028	1.575	0.043	0.068	0.000
2	0.550	0.075	0.041	1.513	0.062	0.094	0.000
3	0.185	0.125	0.023	1.433	0.033	0.048	0.000
4	0.180	1.250	0.225	0.850	0.191	0.163	0.029
5	0.250	0.100	0.025	0.258	0.006	0.002	0.000
6	0.650	0.225	0.146	0.113	0.016	0.002	0.001
Total :		1.60	0.49		0.35	0.376	0.030



**Gambar 5.17 Penampang PCI Girder**

Tinggi penampang *I- Girder* prategang :  $H = 1,60$  m

Luas penampang *I Girder* bruto :  $A_{bruto} = 0,49$  m<sup>2</sup>

Letak titik berat :

$$Y_b = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A} = \frac{0,35}{0,49} = 0,723 \text{ m}$$

$$Y_a = h - Y_b = 1,60 - 0,723 = 0,877 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok:

$$I_b = \sum A_i \cdot y_i^2 + \sum I_o = 0,35 + 0,03 = 0,406 \text{ m}^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok:

$$I_x = I_b - A \cdot Y_b^2 = 0,381 - 0,49 \cdot 0,723^2 = 0,150 \text{ m}^4$$

Modulus penampang bagian atas:

$$S_a = \frac{I_x}{Y_a} = \frac{0,150}{0,877} = 0,172 \text{ m}^3$$

Modulus penampang bagian bawah:

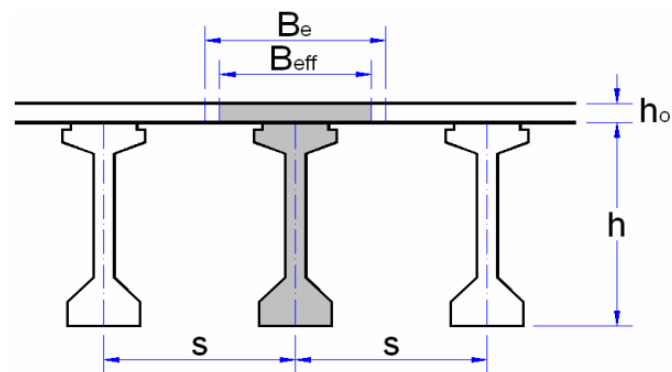
$$S_b = \frac{I_x}{Y_b} = \frac{0,150}{0,723} = 0,208 \text{ m}^3$$

Dengan cara yang sama seperti di atas, maka diperoleh hasil sebagai berikut.

**Tabel 5.9 Rekap Penampang I-Girder Terhadap Alas**

Tinggi	Ya	Yb	Ib	Ix	Sa	Sb
m	M	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
2,10	1,092	1,008	1,172	0,410	0,376	0,408
1,70	0,883	0,817	0,682	0,236	0,268	0,290
1,60	0,877	0,723	0,406	0,150	0,172	0,208

### 3. Penentuan Lebar Efektif Plat Lantai.



**Gambar 5.18 Lebar Efektif Plat Lantai**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Lebar efektif plat ( $B_e$ ) diambil nilai terkecil dari:

$\frac{1}{4}$  Panjang Jembatan,  $L/4 = 40/4 = 10 \text{ m}$

Jarak antar Girder,  $S = 1,40 \text{ m}$

$12 \times$  Tebal plat lantai,  $12 \times h_o = 12 \times 0,25 = 3 \text{ m}$

Diambil lebar efektif plat lantai,  $B_e = 1,40 \text{ m}$

Kuat tekan beton plat,  $f_{c'}(\text{plat}) = 29,05 \text{ MPa}$ .

Kuat tekan beton balok,  $fc'_{(balok)} = 49,8 \text{ MPa}$ .

Modulus elastic plat,  $E_{plat} = 4700 \sqrt{fc'_{(plat)}} = 25332,08 \text{ MPa}$ .

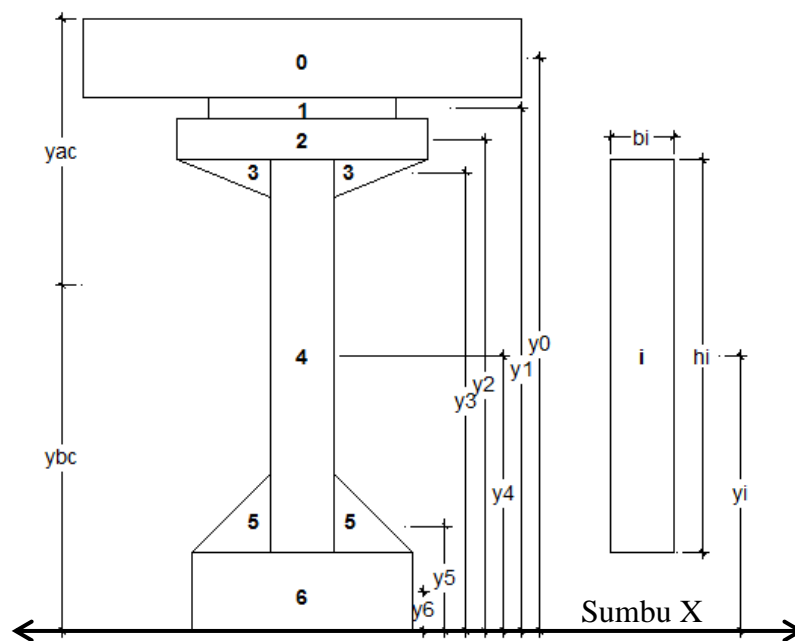
Modulus elastic balok,  $E_{balok} = 0,043 * (Wc)^{1.5} * \sqrt{fc'_{(balok)}} = 37930 \text{ MPa}$ .

Nilai perbandingan  $E_{plat}$  dan  $E_{balok}$ ,  $n = E_{plat} / E_{balok} = 0,67$

Jadi lebar pengganti beton plat lantai jembatan,  $B_{eff} = n * Be = 0,93 \text{ m}$

#### 4. Properties Penampang Balok Komposit (Balok Prategang + Slab)

*I-Gider* menggunakan tinggi balok ( $H$ ) = 2,10 m, 1,70 m, 1,60 m dan tebal slab ( $h_o$ ) = 0,25 m, maka perhitungan inersia momen pada balok komposit tersebut seperti pada Tabel 5.10 – 5.12.



**Gambar 5.19 Titik Berat Balok Komposit Terhadap Alas**

**Tabel 5.10 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-210**

i	Dimensi		Luas Tampang $A_i$	Jarak thd alas $y_i$	statis momen $A_i*y_i$	Inersia momen $A_i*y_i^2$	inersia momen $I_o$
	Lebar $b_i$	Tinggi $h_i$					
	(m)	(m)					
0	0.93	0.25	0.2337	2.23	0.5201	1.1572	0.00122
1	0.60	0.07	0.0420	2.07	0.0867	0.1791	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.97	0.2044	0.4016	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.86	0.0670	0.1245	0.00003
4	0.20	1.65	0.3300	1.08	0.3548	0.3814	0.07487
5	0.25	0.25	0.0625	0.33	0.0208	0.0069	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.13	0.0219	0.0027	0.00091
		Total :	0.9832		1.2756	2.2534	0.0774

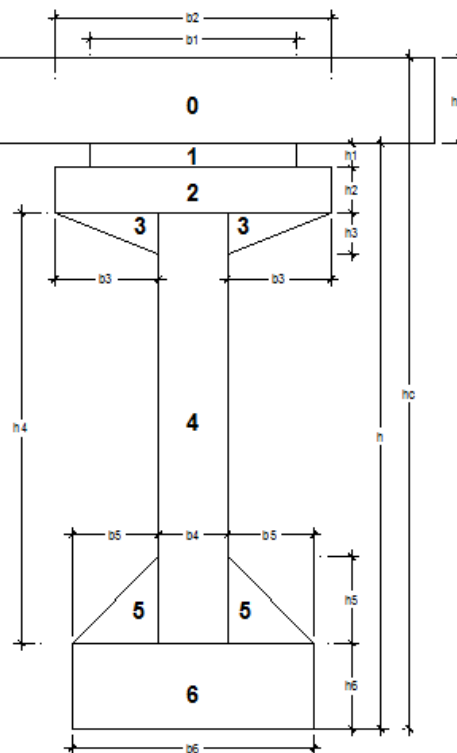
**Tabel 5.11 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-170**

i	Dimensi		Luas Tampang $A_i$	Jarak thd alas $y_i$	statis momen $A_i*y_i$	Inersia momen $A_i*y_i^2$	inersia momen $I_o$
	Lebar $b_i$	Tinggi $h_i$					
	(m)	(m)					
0	0.93	0.25	0.2337	1.83	0.4266	0.7785	0.00122
1	0.60	0.07	0.0420	1.67	0.0699	0.1164	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.57	0.1628	0.2547	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.46	0.0526	0.0767	0.00003
4	0.20	1.25	0.2500	0.88	0.2188	0.1914	0.03255
5	0.25	0.25	0.0625	0.33	0.0208	0.0069	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.13	0.0219	0.0027	0.00091
		Total :	0.9032		0.9733	1.4275	0.0351



**Tabel 5.12 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *I-Girder* Terhadap Alas H-160**

i	Dimensi		Luas Tampang $A_i$	Jarak thd alas $y_i$	statis momen $A_i*y_i$	Inersia momen $A_i*y_i^2$	inersia momen $I_o$
	Lebar $b_i$	Tinggi $h_i$					
	(m)	(m)					
0	0.93	0.25	0.2337	1.73	0.4032	0.6955	0.00122
1	0.55	0.05	0.0275	1.58	0.0433	0.0682	0.00001
2	0.55	0.08	0.0413	1.51	0.0624	0.0944	0.00002
3	0.19	0.13	0.0231	1.43	0.0331	0.0475	0.00002
4	0.18	1.25	0.2250	0.85	0.1913	0.1626	0.02930
5	0.25	0.10	0.0250	0.26	0.0065	0.0017	0.00001
6	0.65	0.23	0.1463	0.11	0.0165	0.0019	0.00062
		Total :	0.7219		0.7562	1.0717	0.0312



**Gambar 5.20 Penampang Balok Komposit**

Tinggi total balok prategang komposit :  $hc = 1,85$  m

Luas penampang balok prategang komposit :  $A_{bruto} = 0,722$  m<sup>2</sup>

Letak titik berat:

$$Y_{bc} = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A} = \frac{0.756}{0.721} = 1,04 \text{ m}$$

$$Y_{ac} = h - Y_{bc} = 1,85 - 1,04 = 0,81 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok komposit:

$$I_{bc} = \sum A_i \cdot y_i^2 + \sum I_o = 1,071 + 0,0312 = 1,103 \text{ m}^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok komposit:

$$I_{xc} = I_{bc} - A \cdot Y_{bc}^2 = 1,103 - 0,721 \cdot 1,04^2 = 0,311 \text{ m}^4$$

Modulus penampang balok komposit bagian atas:

$$S_{ac} = \frac{I_{xc}}{Y_{ac}} = \frac{0,311}{0,81} = 0,387 \text{ m}^3$$

Modulus penampang balok komposit bagian bawah:

$$S_{bc} = \frac{I_{xc}}{Y_{bc}} = \frac{0,311}{1,04} = 0,297 \text{ m}^3$$

Dengan perhitungan yang sama seperti di atas, maka diperoleh:

**Tabel 5.13 Rekap Penampang Komposit I-Girder Terhadap Alas**

<b>Tinggi</b>	<b>Y<sub>ac</sub></b>	<b>Y<sub>bc</sub></b>	<b>I<sub>bc</sub></b>	<b>I<sub>xc</sub></b>	<b>S<sub>ac</sub></b>	<b>S<sub>bc</sub></b>
m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
2,10	1.032	1.318	2.441	0.695	0.673	0.527
1,70	0.854	1.096	1.537	0.426	0.499	0.389
1,60	0.722	1.048	1.103	0.311	0.387	0.297

### 5.4.2 Pembebanan Balok Prategang

Perhitungan pembebanan balok prategang meliputi beban mati, beban hidup lajur D, beban rem, beban angin dan beban gempa.

#### 1. Berat Sendiri ( $MS$ )

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.



**Gambar 5.21 Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

#### a. Berat beton prategang.

Perhitungan modulus penampang dengan luas penampang  $A = 0,48 \text{ m}^2$  dan berat beton prategang  $w_c = 25 \text{ kN/m}^3$ , maka diperoleh berat sendiri balok,  
 $Q_{bs} = A \cdot w_c = 0,48 \cdot 25 = 12,20 \text{ kN/m}$

#### b. Berat Diafragma.

Ukuran diafragma lapangan,

$$\text{Tebal} = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Luas} = 1,525 \text{ m}^2$$

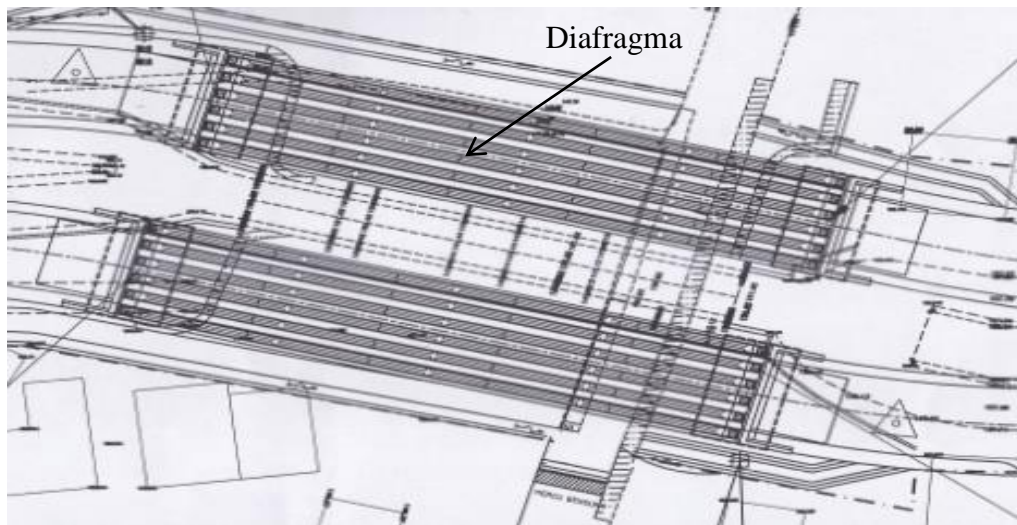
$$\text{Berat jenis beton, } w_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Berat diafragma persegmen,

$$\begin{aligned} W_{\text{diafragma}} &= (\text{Luas}) \cdot \text{tebal} \cdot w_c \\ &= (1,525) \cdot 0,2 \cdot 25 = 7,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang jembatan, } L = 40 \text{ m}$$

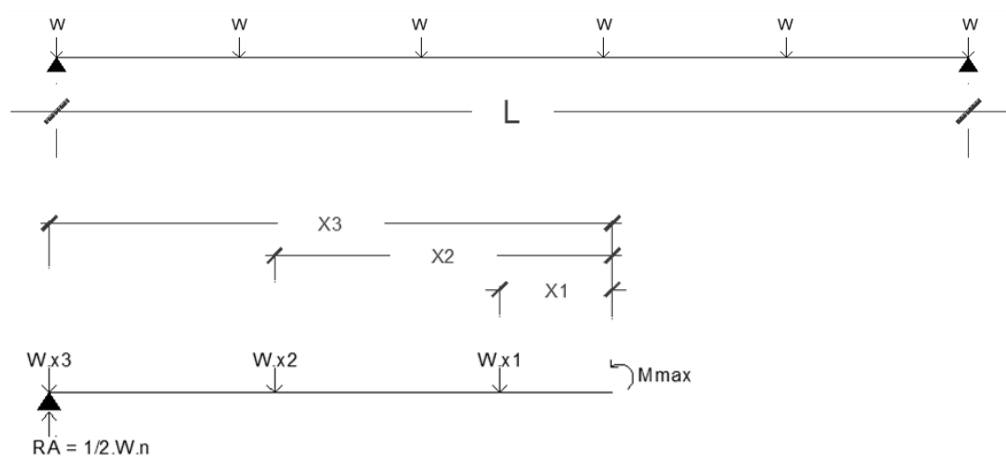
$$\text{Jumlah diafragma, } n = 6 \text{ buah}$$



**Gambar 5.22 Penempatan Diafragma pada Bentang Memanjang PC I Girder**

(Sumber: Dinas PU D.I. Yogyakarta)

Momen maksimum akibat beban diafragma di tengah bentang dapat dilihat pada Gambar 5.23.



**Gambar 5.23 Momen maksimum akibat diafragma**

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \cdot n \cdot W = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot W = 3W$$

$$M_{\text{maks}} = (3 \cdot W \cdot \frac{1}{2} \cdot L) - (W \cdot x_1) - (W \cdot x_2) - (W \cdot x_3)$$

$$= ((\frac{3}{2} \cdot L) + (-x_1 - x_2 - x_3)) \cdot W$$

$$= ((\frac{3}{2} \cdot 40) + (-4 - 12 - 20)) \cdot 7,625$$

$$= 183 \text{ kNm}$$

Berat diafragma ekivalen:

$$Q_{\text{diafragma}} = \frac{8 \cdot M_{\text{maks}}}{L^2}$$

$$= \frac{8 \cdot 183}{40^2} = 0,915 \text{ kN/m}$$

Rekap pembebanan untuk berat sendiri yang terjadi pada balok prategang dapat dilihat pada Tabel 5.14.

**Tabel 5.14 Rekap Pembebanan Untuk Berat Sendiri**

No	Jenis beban	Lebar b (m)	Tebal H (m)	Luas A (m <sup>2</sup> )	Berat sat w (kN/m <sup>3</sup> )	Beban QMS (kN/m)
1	Balok prategang					12.203
2	Plat lantai	1.40	0.25	0.35	25	8.750
3	Deck Slab	0.85	0.05	0.0425	25	1.063
4	Dinding Tepi					42.475
5	Diafragma					0,915
Total :						22.930

Untuk menghitung gaya geser yang terjadi pada balok prategang akibat berat sendiri berdasarkan Gambar 5.20 maka,

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 22,930 \cdot 40 = 458,61 \text{ kN}$$

Untuk menghitung momen maksimum yang berada ditengah bentang balok prategang akibat berat sendiri struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MS} \cdot L^2$$

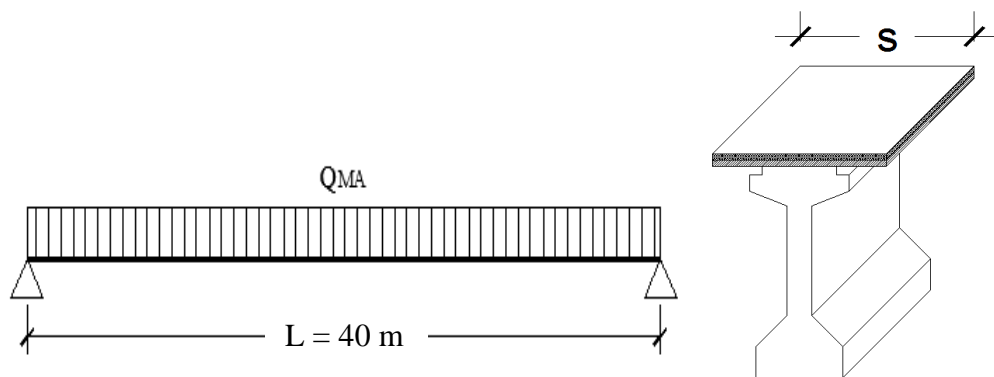
$$= \frac{1}{8} \cdot 22,930 \cdot 40^2 = 4586,12 \text{ kNm}$$

## 2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada balok jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.

Gelagar/ balok jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa:

- Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari (*overlay*).
- Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik. sumber; RSNIT-02-2005 Pasal 5.3.2



**Gambar 5.24 Pembebanan Berat Tambahan (MA) Struktur Atas Jembatan**

**Tabel 5.15 Berat Mati Tambahan Struktur Atas**

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Lebar	Tebal	Luas	Berat Sat	Beban
		B	H	A	W	QMA
		(M)	(M)	(M <sup>2</sup> )	(Kn/M <sup>3</sup> )	(Kn/M)
1	Lapisan Aspal + Overlay	1.40	0.05	0.7	22.00	1.54
2	Air Hujan	1.40	0.05	0.7	9.80	0.686
Total						2.226

Untuk menghitung gaya geser balok prategang akibat berat mati tambahan struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{MA} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2,226 \cdot 40 = 46,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung momen maksimum balok prategang ditengah bentang akibat berat mati tambahan struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MS} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 2,226 \cdot 40^2 = 465,20 \text{ kNm}$$

### 3. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) *UDL* dan beban garis (*Knife Edge Load*) *KEL* seperti terlihat pada Gambar 5.25. *UDL* mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus berdasarkan RSNIT-02-2005 sebagai berikut.

$q = 9,0$  kPa, untuk  $L \leq 30$  m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

$q = 9,0 \cdot (0,5 + 15/L)$  kPa, untuk  $L > 30$  m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

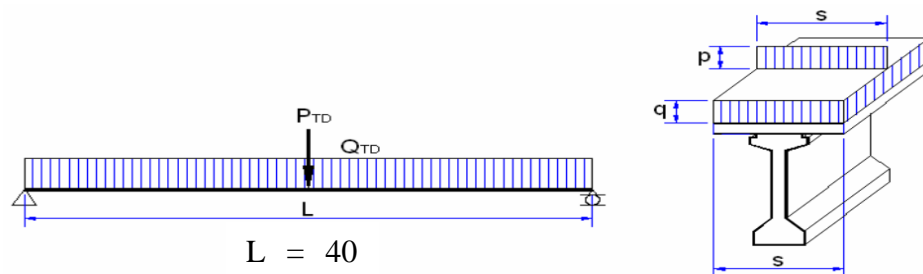
*KEL* mempunyai intensitas,  $p = 49,0$  kN/m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk *KEL* diambil berdasarkan RSNIT-02-2005 sebagai berikut.

$DLA = 0,4$  untuk  $L \leq 50$  m

$DLA = 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50)$  untuk  $50 < L < 90$  m

$DLA = 0,3$  untuk  $L \geq 90$  m



**Gambar 5.25** Pembebanan Lajur “D” pada Balok

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

## a. Beban merata (UDL)

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L = 40 \text{ m} \\
 &= 9,0 \cdot \left( 0,5 + \frac{15}{40} \right) \\
 &= 7,875 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Pembebanan beban lajur  $D$  :

Beban merata pada balok (UDL):

$$\begin{aligned}
 Q_{TD} &= q \cdot s \\
 &= 7,875 \cdot 1,4 = 11,025 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## b. Beban Garis (KEL)

Beban garis  $KEL$  mempunyai intensitas  $p = 49 \text{ kN/m}$

Dari peraturan RSNIT-02-2005, beban dinamis untuk pembebanan truk “ $T$ ” diambil:

$$DLA = 0,4$$

Ekivalen beban garis

Beban terpusat pada balok,

$$\begin{aligned}
 P_{TD} &= (1 + DLA) \cdot p \cdot s \\
 &= (1 + 0,4) \cdot 49 \cdot 1,4 = 96,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban lajur, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{TD} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot L + \frac{1}{2} \cdot P_{TD} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 11,025 \cdot 40 + \frac{1}{2} \cdot 96,04 = 268,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



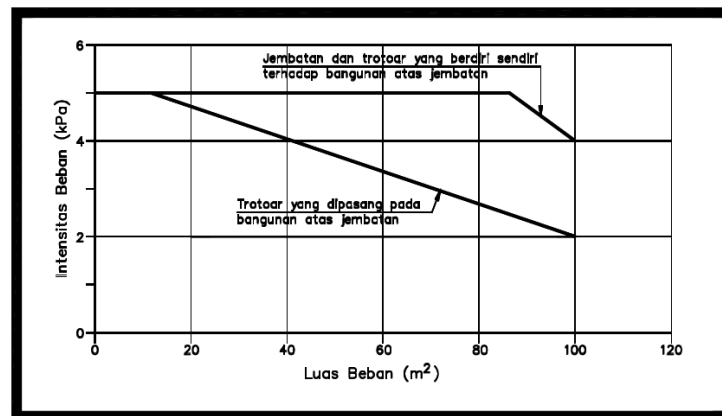
Untuk menghitung momen maksimum ditengah bentang akibat beban lajur, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$M_{TD} = \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot PTD \cdot L$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 11,025 \cdot 40^2 + \frac{1}{4} \cdot 96,04 \cdot 40 = 3165,4 \text{ kNm}$$

#### 4. Beban Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban dengan ketentuan sesuai pada Gambar 5.26.



**Gambar 5.26 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki**

(Sumber: RSNIT-02-2005)

Panjang bentang,  $L = 40 \text{ m}$

Lebar trotoar,  $bt = 2 \text{ m}$

Luas bidang trotoar,  $A = 80 \text{ m}^2$

Berdasarkan Gambar 5.26 diperoleh beban pada trotoar sebesar 2,69 kpa = kN/m<sup>2</sup>.

Intensitas beban pada trotoar,

$$Q_{TP} = q \times bt$$

$$Q_{TP} = 2,69 \times 2 = 5,38 \text{ kN/m}^2$$

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban pejalan kaki, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

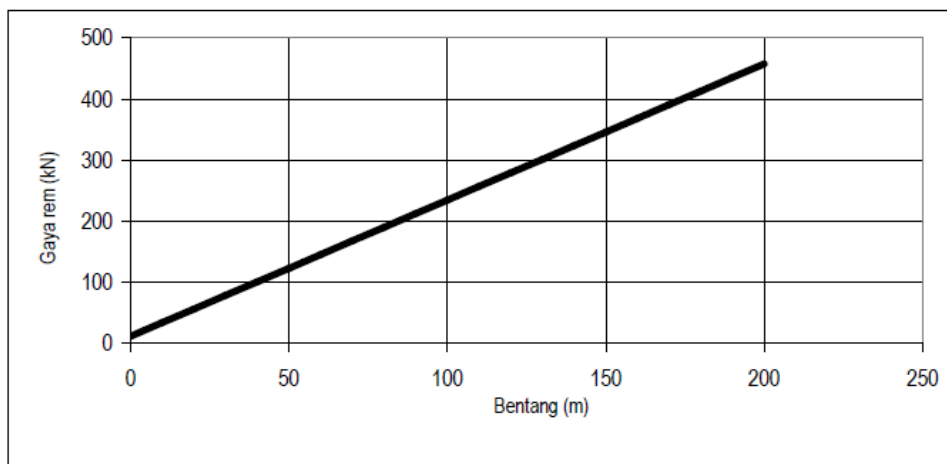
$$\begin{aligned}
 V_{TP} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 5,38 \cdot 40 = 107,6 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung momen maksimum ditengah bentang akibat beban pejalan kaki, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

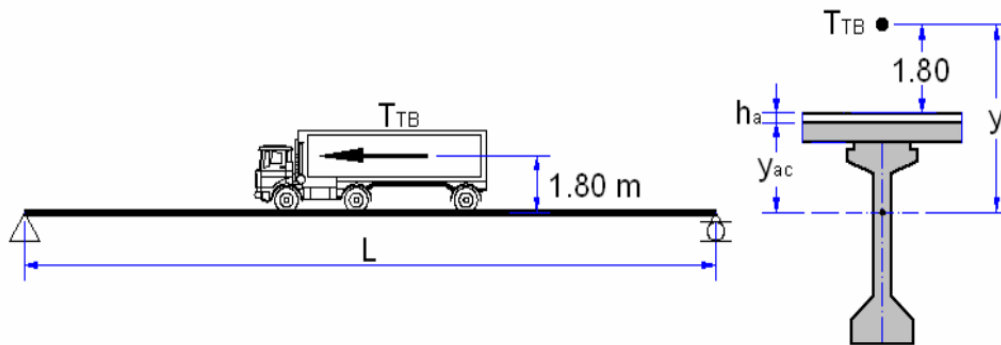
$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 5,38 \cdot 40^2 = 1076 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 5. Beban Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan (*Sumber: RSNIT-02-2005*). Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan pada Gambar 5.27 tergantung panjang total jembatan ( $L_t$ ).



**Gambar 5.27 Pembebanan Rem (TB) per lajur**  
(Sumber: RSNIT-02-2005)



**Gambar 5.28 Pembebanan Rem (TB) pada Balok**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Panjang bentang,	$L$	= 40 m
Lebar lalu lintas,	$b$	= 6,0 m
Jarak antar balok prategang	$s$	= 1,4 m
Jumlah balok prategang untuk jalur selebar $b$	$n_{\text{balok}}$	= 6 buah

Gambar 5.28 menjelaskan titik pusat pembebanan rem pada balok akibat beban kendaraan. Untuk jembatan Buntung dengan panjang  $L = 40$  m, maka diambil gaya rem ( $T_{TB}$ ) = 100 kN

Lengan terhadap titik berat *I Girder*,

$$\begin{aligned}
 Y_c &= 1,80 + t_a + y_{ac} \\
 &= 1,80 + 0,05 + 0,802 = 2,652 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Beban momen akibat gaya rem,

$$\begin{aligned}
 M &= T_{TB} \cdot y \\
 &= 100 \cdot 2,652 = 265,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung gaya geser beton prategang akibat beban rem, maka dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$V_{TB} = \frac{M}{L} = \frac{265,2}{40} = 6,63 \text{ kN}$$

Sehingga momen maksimum ditengah bentang akibat gaya rem dapat dihitung dengan rumus berikut,

$$\begin{aligned} M_{TD} &= \frac{1}{2} \cdot M \\ &= \frac{1}{2} \cdot 265,2 = 132,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 6. Beban Angin (EW)

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 7.6 Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang massif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas dihitung dengan rumus:

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

dengan,

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1,459$$

(Sumber: RSNIT-02-2005, Pasal 7.6)

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana,} = 30 \text{ m/dt}$$

(Sumber: RSNIT-02-2005, Tabel 7.6)

$$A_b = \text{Luas koefisien bagian samping jembatan (m}^2\text{)}$$

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot 1,459 \cdot 30^2 \cdot (3,4 \cdot 40)$$

$$= 214,297 \text{ kN}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,0 m di atas lantai jembatan seperti pada Gambar 5.29, sedangkan jarak antar roda kendaraan  $x$ .

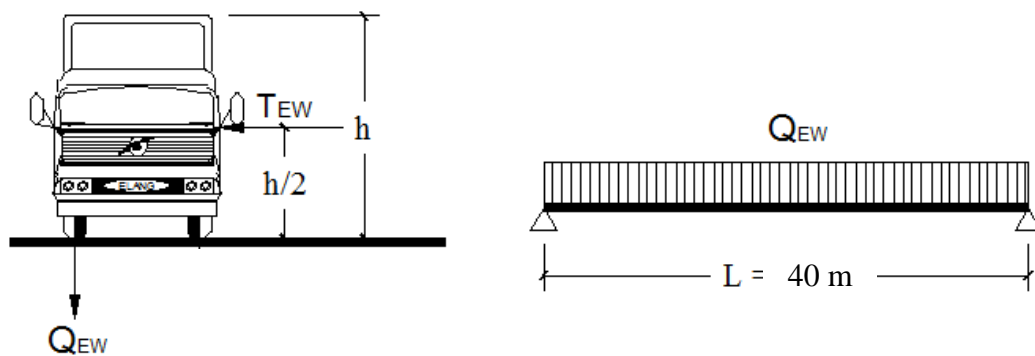
$$h = 2,0 \text{ m}$$

$$x = 1,75 \text{ m}$$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$\begin{aligned} Q_{EW} &= \left[ 0,5 \cdot \frac{h}{x} \cdot T_{EW} \right] \\ &= \left[ 0,5 \cdot \frac{2,0}{1,75} \cdot 214,297 \right] \\ &= 122,455 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Mekanisme beban angin dapat dilihat pada gambar 5.29.



**Gambar 5.29 Pembebanan Angin (EW) pada Balok**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban angin, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{EW} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{EW} \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 122,455 \cdot 40 = 2449,108 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk menghitung momen maksimal balok prategang ditengah bentang akibat beban angin dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \cdot Q_{EW} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 122,455 \cdot 40^2 = 24491 \text{ kNm}$$

### 7. Beban Gempa (EQ)

Gaya gempa vertikal pada balok dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah minimal sebesar  $0,1 \cdot g$ .

dengan,

$$g = \text{percepatan gravitasi bumi} = 9,81 \text{ m/det}^2$$

$W_t$  = Berat total struktur yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan,

$$W_t = Q_{MS} + Q_{MA}$$

$$\text{Berat sendiri, } Q_{MS} = 22,930 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan, } Q_{MA} = 2,226 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 40 \text{ m}$$

Berat total struktur,

$$W_t = (Q_{MS} + Q_{MA}) \cdot L = 1006,265 \text{ kN}$$

$$\text{Momen inersia balok prategang, } I_{xc} = 0,310 \text{ m}^4$$

Untuk modulus elastis beton ( $E_c$ ) dalam RSNIT-12-2004 ditetapkan:

$$E_c = (w_c)^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Dimana :

$E_c$  : modulus elastisitas beton (MPa)

$w_c$  : berat volume beton ( $\text{kg/m}^3$ )

$f'_c$  : kuat tekan beton (MPa)

Sehingga untuk modulus elastis beton pada beton prategang digunakan:

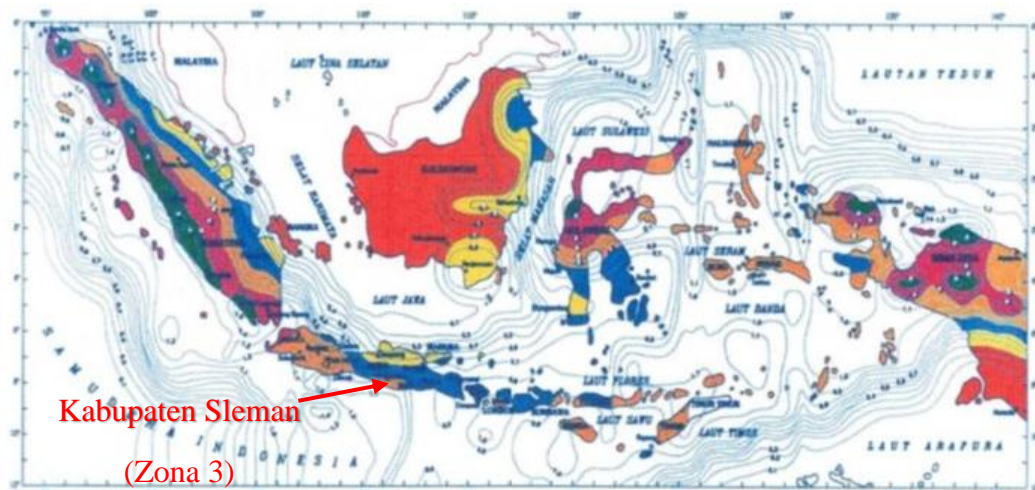
$$\begin{aligned} E_c &= 0,043 \cdot (2500)^{1,5} \cdot \sqrt{49,8} \\ &= 37930,89 \text{ MPa} \\ &= 37930899,3 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Kekakuan balok prategang dihitung dengan Inersia balok pada Table 5.13.

$$\begin{aligned} Kp &= 48 \cdot E_c \cdot I_{XC} / L^3 \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{\text{m}^4}{\text{m}^3} \right) \\ &= 48 \cdot 37930899,3 \cdot 0,311 / 40^3 \\ &= 8847,382 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar, } T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt \left( \frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}}{\text{m} \cdot \text{kN}} \right)}{g \cdot Kp}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1006,265}{9,81 \cdot 8847,382}} = 0,676 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan wilayah gempa seperti terlihat pada Gambar 5.30, Kabupaten Sleman terletak pada wilayah gempa 3.



**Gambar 5.30 Wilayah Gempa Indonesia untuk Periode Ulang 500 Tahun**  
(Sumber: RSNIT-02-2005)

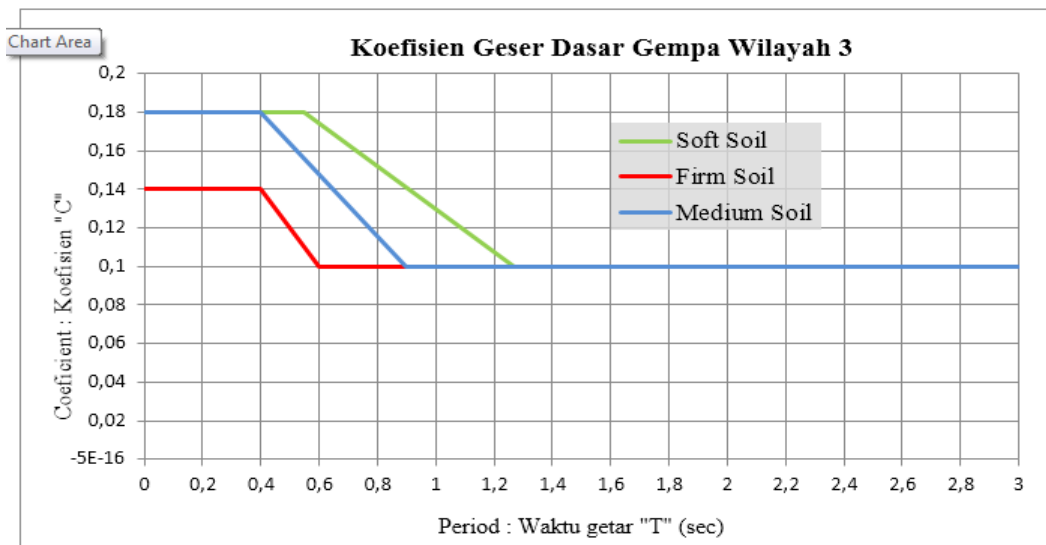
Penentuan jenis tanah berdasarkan pada syarat dan standar yang tercantum pada SKSNI-2002. Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada Tabel 5.16.

**Tabel 5.16 Jenis-Jenis Tanah**

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{V}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{V}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{V}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Tanah Khusus	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$ , $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Sumber: SKSNI-2002 (2002)

Dari hasil penyelidikan tanah di lokasi rencana pembangunan jembatan di didapatkan nilai SPT pada kedalaman -10 m adalah  $N = 32$  sehingga berdasarkan Tabel 5.16 dapat dikategorikan menjadi tanah sedang.



**Gambar 5.31 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3**

(Sumber: RSNIT-02-2005, Pasal 7.7.)

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.31, koefisien geser dasar  $C = 0,138$

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral,  $n = 1$

Faktor perangkakan,  $F = 1,25 - 0,025 \cdot n$

$$= 1,25 - 0,025 \cdot 1 = 1,225$$



$$\begin{aligned} \text{Faktor tipe struktur, } S &= 1,3 \cdot F \\ &= 1,3 \cdot 1,225 = 1,5925 \end{aligned}$$

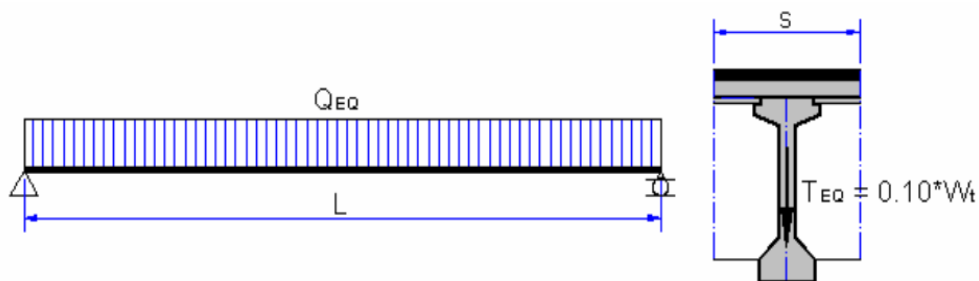
$$\begin{aligned} \text{Koef beban gempa horizontal, } kh &= C \cdot S \\ &= 0,138 \cdot 1,5925 = 0,2198 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koef beban gempa vertical, } kv &= 0,5 \cdot kh \\ &= 0,5 \cdot 0,2198 = 0,1099 \end{aligned}$$

Nilai koefisien beban gempa vertical minimal menurut SNI 2833 Tahun 2008 pasal 4.10  $K_v$  minimal 0,10 untuk tipe A dan minimal 0,3 untuk tipe B. Perletakan yang digunakan adalah tipe A. Sehingga dipakai  $K_v = 0,1099$ .

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa vertical, } T_{EQ} &= kv \cdot W_t \cdot I \\ &= 0,1099 \cdot 1006,26 \cdot 1,3 \text{ kN} = 143,764 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Beban gempa vertical, } Q_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{L} = \frac{143,764}{40} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 3,594 \text{ kN/m}$$



**Gambar 5.32 Pembebanan Gempa (EQ) pada Balok**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban gempa, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{EQ} &= \frac{1}{2} \cdot Q_{EQ} \cdot L \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m} \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 3,594 \cdot 40 = 71,882 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk menghitung momen maksimum balok prategang ditengah bentang akibat beban gempa dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$M_{EQ} = \frac{1}{8} \cdot Q_{EQ} \cdot L^2 \left( \frac{kN}{m} \cdot m^2 \right)$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 3,594 \cdot 40^2 = 718,8 \text{ kNm}$$

Rekap Momen dan Gaya Geser Pada Balok

Berikut adalah rekap momen dan gaya geser pada balok yang dapat dilihat pada Tabel 5.17 – 5.19.

**Tabel 5.17 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-210**

No	Jenis Bahan	Kode Beban	Q (Kn/M)	P (Kn)	M (Kn/M)	Keterangan
1	Berat Balok Prategang	Balok	18.738	-	-	Q Balok
2	Berat Plat	Plat	8.75	-	-	Q Plat
3	Berat Sendiri	MS	29.679	-	-	QMS
4	Mati Tambahan	MA	2.326	-	-	QMA
5	Lajur "D"	TD	11.025	96.04	-	QTD , PTD
6	Pejalan Kaki"P"	TP	5.380	-	-	QTP
7	Gaya Rem	TB	-	-	115.283	MTB
8	Angin	EW	0.916	-	-	QEW
9	Gempa	EQ	4.220	-	-	QEQ

**Tabel 5.18 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-170**

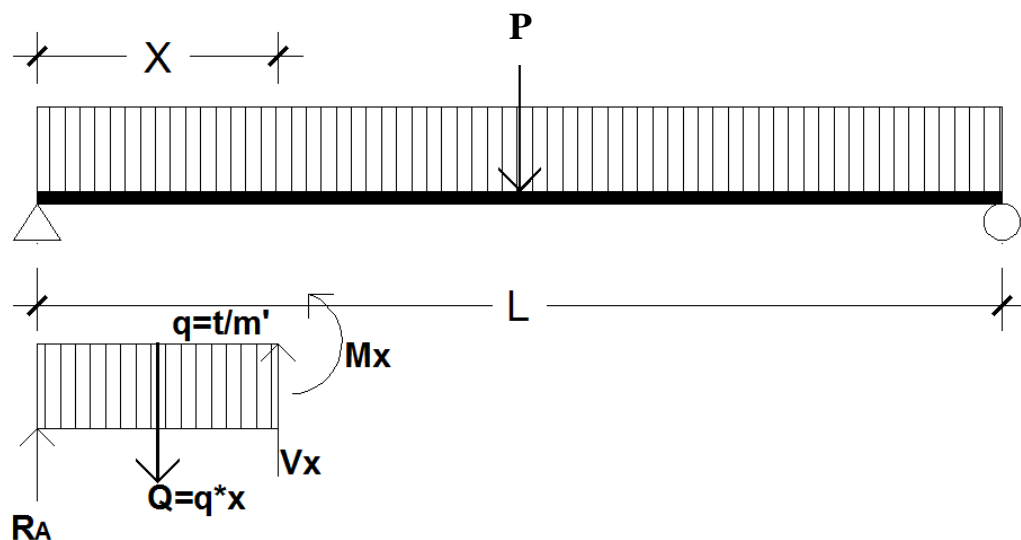
No	Jenis Bahan	Kode Beban	Q (Kn/M)	P (Kn)	M (Kn/M)	Keterangan
1	Berat Balok Prategang	Balok	16.74	-	-	Q Balok
2	Berat Plat	Plat	8.75	-	-	Q Plat
3	Berat Sendiri	MS	27.487	-	-	QMS
4	Mati Tambahan	MA	2.326	-	-	QMA
5	Lajur "D"	TD	11.025	96.04	-	QTD , PTD
6	Pejalan Kaki"P"	TP	5.380	-	-	QTP
7	Gaya Rem	TB	-	-	108.117	MTB
8	Angin	EW	0.904	-	-	QEW
9	Gempa	EQ	3.93	-	-	QEQ

Tabel 5.19 Rekap Pembebanan Balok Prategang H-160

No	Jenis Bahan	Kode Beban	Q (Kn/M)	P (Kn)	M (Kn/M)	Keterangan
1	Berat Balok Prategang	Balok	12.203	-	-	Q Balok
2	Berat Plat	Plat	8.75	-	-	Q Plat
3	Berat Sendiri	MS	22.93	-	-	QMS
4	Mati Tambahan	MA	2.226	-	-	QMA
5	Lajur "D"	TD	11.025	96.04	-	QTD , PTD
6	Pejalan Kaki "P"	TP	5.380	-	-	QTP
7	Gaya Rem	TB	-	-	88.413	MTB
8	Angin	EW	0.901	-	-	QEW
9	Gempa	EQ	3.317	-	-	QEQ

## 8. Perhitungan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang

Dengan melihat Gambar 5.33 didapatkan momen dan gaya geser yang digunakan dalam analisis pada balok prategang. Adapun rekap dapat dilihat pada Tabel 5.20.



Gambar 5.33 Momen dan Gaya Geser pada titik tertentu

Dari Gambar 5.33 didapatkan persamaan sebagai berikut.

$$R_A = \frac{1}{2}.q.L + \frac{1}{2}.P$$

$$M_x = R_A.X - q.X. \frac{1}{2}.X$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \cdot X + \frac{1}{2} \cdot P \cdot X - \frac{1}{2} \cdot q \cdot X^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L \cdot X - X^2) + \frac{1}{2} \cdot P \cdot X$$

$$V_x = RA - q \cdot X$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot L + \frac{1}{2} \cdot P - q \cdot X$$

$$= q (L/2 - X) + \frac{1}{2} \cdot P$$

**Tabel 5.20 Persamaan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang**

No	Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat Sendiri (MS)	$M_x = 1/2 \cdot QMS \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_x = QMS \cdot (L/2 - X)$
2	Mati Tambahan (MA)	$M_x = 1/2 \cdot QMA \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_x = QMA \cdot (L/2 - X)$
3	Lajur "D" (TD)	$M_x = 1/2 \cdot QTD \cdot (L \cdot X - X^2) + 1/2 \cdot PTD \cdot X$	$V_x = QTD \cdot (L/2 - X) + 1/2 \cdot PTD$
4	Pejalan Kaki (TP)	$M_x = 1/2 \cdot QTP \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_x = QEW \cdot (L/2 - X)$
5	Gaya Rem (TB)	$M_x = X / L \cdot MTB$	$V_x = MTB / L$
6	Angin (EW)	$M_x = 1/2 \cdot QEW \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_x = QEW \cdot (L/2 - X)$
7	Gempa (EQ)	$M_x = 1/2 \cdot QEQ \cdot (L \cdot X - X^2)$	$V_x = QEQ \cdot (L/2 - X)$

a. Perhitungan Momen

Momen yang terjadi sepanjang bentang struktur beton prategang dapat dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut.

perhitungan momen pada jarak ( $x$ ) = 1 m

1) Berat sendiri. (MS)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot (L \cdot X - X^2) \left( \frac{kN \cdot (m \cdot m - m^2)}{m} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 22,903 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) = 447,147 \text{ kNm}$$

2) Beban Mati tambahan. (*MA*)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot (L \cdot X - X^2)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,226 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) = 43,407 \text{ kNm}$$

3) Lajur. (*TD*)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot (L \cdot X - X^2) + \frac{1}{2} \cdot P_{TD} \cdot X \left( \frac{\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{m} - \text{m}^2)}{\text{m}} \right) + (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 11,03 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) + \frac{1}{2} \cdot 96,04 \cdot 1 = 263,01 \text{ kNm}$$

4) Rem. (*TB*)

$$M_x = \frac{X}{L} \cdot M_{TB}$$

$$= \frac{1}{40} \cdot 88,413 = 2,21 \text{ kNm}$$

5) Pejalan Kaki (*TP*)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{TP} \cdot (L \cdot X - X^2)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 5,38 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) = 104,91 \text{ kNm}$$

6) Angin. (*EW*)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{EW} \cdot (L \cdot X - X^2)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 0,901 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) = 17,56 \text{ kNm}$$

7) Gempa. (*EQ*)

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q_{EQ} \cdot (L \cdot X - X^2)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 3,317 \cdot (40 \cdot 1 - 1^2) = 64,68 \text{ kNm}$$

b. Perhitungan Gaya Geser.

Gaya geser yang terjadi sepanjang bentang struktur beton prategang dapat dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut.

perhitungan momen pada jarak  $(x) = 1 \text{ m}$

1) Berat sendiri. ( $MS$ )

$$\begin{aligned} M_x &= Q_{MS} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) \\ &= 22,93 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1, \right) = 435,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Mati tambahan. ( $MA$ )

$$\begin{aligned} M_x &= Q_{MA} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) \\ &= 2,26 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1 \right) = 42,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Lajur. ( $TD$ )

$$\begin{aligned} M_x &= Q_{TD} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) + \frac{1}{2} \cdot P_{TD} \\ &= 11,03 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1 \right) + \frac{1}{2} \cdot 96,04 = 257,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Rem. ( $TB$ )

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{M_{TB}}{L} \\ &= \frac{108,18}{40} = 2,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Pejalan Kaki (TP)

$$\begin{aligned}M_x &= Q_{TP} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) \\ &= 5,38 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1 \right) = 102,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

6) Angin. (EW)

$$\begin{aligned}M_x &= Q_{EW} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) \\ &= 0,90 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1 \right) = 17,17 \text{ kN}\end{aligned}$$

7) Gempa. (EQ)

$$\begin{aligned}M_x &= Q_{EQ} \cdot \left( \frac{L}{2} - X \right) \\ &= 3,31 \cdot \left( \frac{40}{2} - 1 \right) = 62,89 \text{ kN}\end{aligned}$$

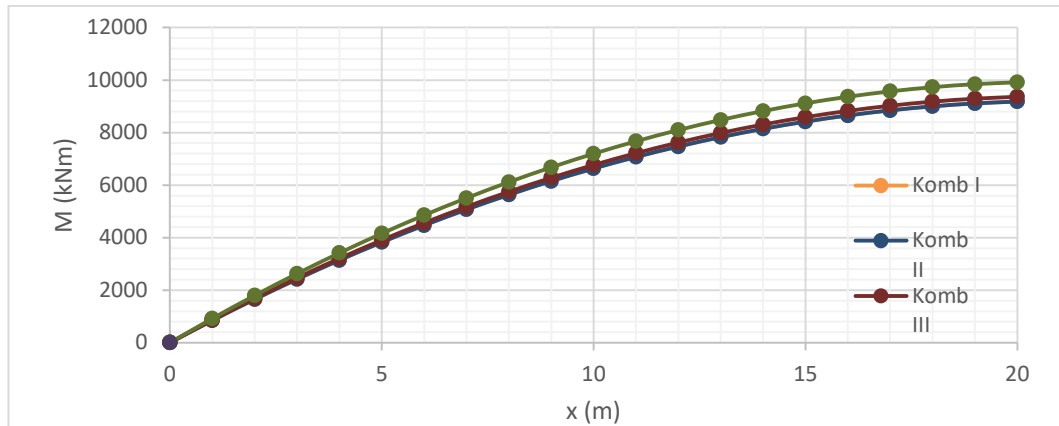
Tabel 5.21 Kombinasi Momen pada Balok Prategang

Jarak	Momen pada balok prategang akibat beban							Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV
	W balok	W sendri	W tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+
x		MS	MA	TD	TB	EW	EQ	TD+TB	TD+TB	TD+TB+EW	TD+EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	237.96	447.15	43.41	263.01	2.21	61.48	64.68	755.77	755.77	817.25	818.25
2.0	463.72	871.36	84.59	514.99	4.42	119.80	126.05	1475.36	1475.36	1595.16	1596.99
3.0	677.27	1272.65	123.54	755.95	6.63	174.97	184.10	2158.77	2158.77	2333.74	2336.24
4.0	878.63	1651.01	160.27	985.88	8.84	226.99	238.83	2806.00	2806.00	3032.99	3035.99
5.0	1067.77	2006.43	194.78	1204.79	11.05	275.86	290.25	3417.04	3417.04	3692.90	3696.24
6.0	1244.72	2338.92	227.05	1412.67	13.26	321.57	338.35	3991.91	3991.91	4313.48	4316.99
7.0	1409.46	2648.49	257.10	1609.53	15.47	364.13	383.13	4530.59	4530.59	4894.72	4898.25
8.0	1562.00	2935.12	284.93	1795.36	17.68	403.54	424.59	5033.09	5033.09	5436.63	5440.00
9.0	1702.34	3198.82	310.53	1970.17	19.89	439.79	462.74	5499.41	5499.41	5939.20	5942.26
10.0	1830.47	3439.59	333.90	2133.95	22.10	472.90	497.57	5929.55	5929.55	6402.44	6405.01
11.0	1946.40	3657.43	355.05	2286.71	24.31	502.85	529.08	6323.50	6323.50	6826.35	6828.27
12.0	2050.13	3852.35	373.97	2428.44	26.52	529.64	557.28	6681.28	6681.28	7210.92	7212.03
13.0	2141.65	4024.32	390.66	2559.15	28.73	553.29	582.16	7002.87	7002.87	7556.16	7556.29
14.0	2220.97	4173.37	405.13	2678.83	30.94	573.78	603.72	7288.28	7288.28	7862.06	7861.05
15.0	2288.09	4299.49	417.38	2787.49	33.16	591.12	621.96	7537.51	7537.51	8128.63	8126.32
16.0	2343.00	4402.68	427.39	2885.12	35.37	605.31	636.89	7750.56	7750.56	8355.87	8352.08
17.0	2385.71	4482.94	435.18	2971.73	37.58	616.34	648.50	7927.42	7927.42	8543.77	8538.35
18.0	2416.22	4540.26	440.75	3047.31	39.79	624.22	656.79	8068.11	8068.11	8692.33	8685.11
19.0	2434.52	4574.66	444.09	3111.87	42.00	628.95	661.77	8172.61	8172.61	8801.56	8792.38
20.0	2440.63	4586.13	445.20	3165.40	44.21	630.53	663.43	8240.93	8240.93	8871.46	8860.15

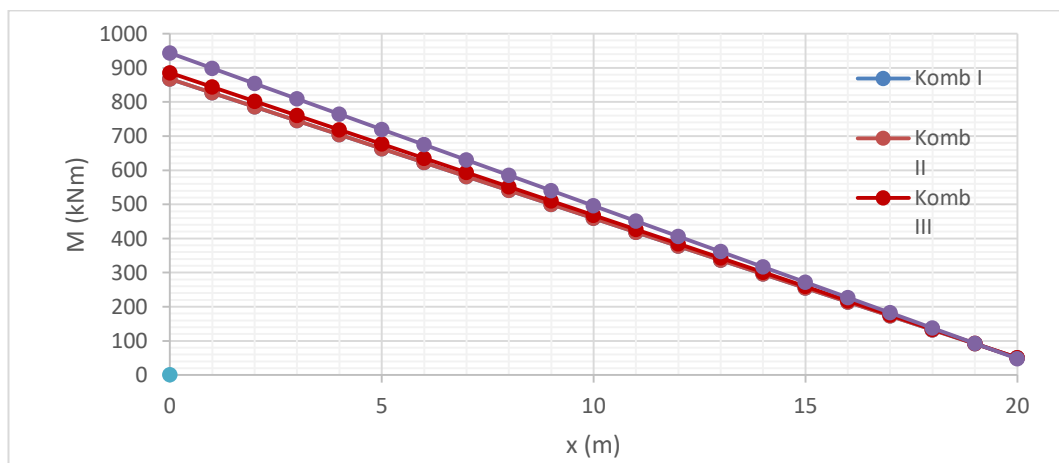


Tabel 5.22 Kombinasi Gaya Geser pada Balok Prategang

Jarak x	Gaya pada balok prategang akibat beban							Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV
	W balok	W sendri	W tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+
(m)	(kN)	MS	MA	TD	TB	EW	EQ	TD+TB	TD+TB	TD+TB+EW	TD+EQ
0.0	244.06	458.61	44.52	268.52	2.21	63.05	66.34	773.86	773.86	836.92	838.00
1.0	231.86	435.68	42.29	257.50	2.21	59.90	63.03	737.68	737.68	797.58	798.50
2.0	219.66	412.75	40.07	246.47	2.21	56.75	59.71	701.50	701.50	758.25	759.00
3.0	207.45	389.82	37.84	235.45	2.21	53.60	56.39	665.32	665.32	718.91	719.50
4.0	195.25	366.89	35.62	224.42	2.21	50.44	53.07	629.14	629.14	679.58	680.00
5.0	183.05	343.96	33.39	213.40	2.21	47.29	49.76	592.95	592.95	640.24	640.50
6.0	170.84	321.03	31.16	202.37	2.21	44.14	46.44	556.77	556.77	600.91	601.00
7.0	158.64	298.10	28.94	191.35	2.21	40.98	43.12	520.59	520.59	561.58	561.50
8.0	146.44	275.17	26.71	180.32	2.21	37.83	39.81	484.41	484.41	522.24	522.01
9.0	134.23	252.24	24.49	169.30	2.21	34.68	36.49	448.23	448.23	482.91	482.51
10.0	122.03	229.31	22.26	158.27	2.21	31.53	33.17	412.05	412.05	443.57	443.01
11.0	109.83	206.38	20.03	147.25	2.21	28.37	29.85	375.86	375.86	404.24	403.51
12.0	97.63	183.45	17.81	136.22	2.21	25.22	26.54	339.68	339.68	364.90	364.01
13.0	85.42	160.51	15.58	125.20	2.21	22.07	23.22	303.50	303.50	325.57	324.51
14.0	73.22	137.58	13.36	114.17	2.21	18.92	19.90	267.32	267.32	286.24	285.01
15.0	61.02	114.65	11.13	103.15	2.21	15.76	16.59	231.14	231.14	246.90	245.51
16.0	48.81	91.72	8.90	92.12	2.21	12.61	13.27	194.96	194.96	207.57	206.02
17.0	36.61	68.79	6.68	81.10	2.21	9.46	9.95	158.78	158.78	168.23	166.52
18.0	24.41	45.86	4.45	70.07	2.21	6.31	6.63	122.59	122.59	128.90	127.02
19.0	12.20	22.93	2.23	59.05	2.21	3.15	3.32	86.41	86.41	89.56	87.52
20.0	0.00	0.00	0.00	48.02	2.21	0.00	0.00	50.23	50.23	50.23	48.02



**Gambar 5.34 Diagram Momen (Bending Moment Diagram) Beton Prategang**



**Gambar 5.35 Diagram Geser (Shearing Force Diagram) Beton Prategang**

### 5.4.3 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tandon

Pada dasarnya baik pada sistem pratarik maupun paskatarik, pola tegangan umumnya ditinjau atau diperiksa pada dua keadaan yang berbeda, (Sumber : Beton Prategang Suatu Pendekatan Dasar, Edisi 2) yaitu:

1. Kondisi Awal (*Transfer*)
2. Kondisi Layan/Akhir (*Service*)

Penetapan batasan-batasan tegangan ijin yang terjadi pada beton prategang:

Mutu beton balok prategang K-600, setara dengan  $f'c = 49,8$  MPa

Saat transfer umur beton baru 14 hari sehingga kekuatan beton baru mencapai 80%, maka:  $f'_{ci} = 80\% \cdot f'c = 0,80 \cdot 49,8 = 39,84$  MPa.

Tegangan ijin beton:

Saat transfer, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2 ; Pasal 4.4.1.2.4)

$$\text{Serat tekan} : f_{ci} = 0,60 \cdot f'_{ci} = 0,60 \cdot 39,84 = 19,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ti} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,50 \cdot \sqrt{39,84} = 2,88 \text{ MPa}$$

Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1 ; Pasal 4.4.1.2.3)

$$\text{Serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 49,8 = 18,675 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ti} = 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,50 \cdot \sqrt{49,8} = 3,22 \text{ MPa}$$

#### 1. Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas

Menghitung gaya prategang awal ditinjau pada kondisi transfer yaitu pemeriksaan tegangan saat pemberian gaya prategang (penarikan tendon pada sistem paskatarik, pemotongan tendon pada sistem pratarik).

*Section properties* penampang I Girder seperti dibawah ini:

$$\text{Luas penampang netto I Girder,} \quad A = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\text{Tahanan momen atas,} \quad S_t = 0,17 \text{ m}^3$$

$$\text{Tahanan momen bawah,} \quad S_b = 0,21 \text{ m}^3$$

$$\text{Jarak titik berat I Girder terhadap sisi bawah} \quad y_b = 0,723 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah I Girder,} \quad Z_0 = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas tendon,} \quad e_s = y_b - Z_0$$

$$e_s = 0,6232 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat berat sendiri balok,} \quad M_{bs} = 2440,6 \text{ kNm}$$

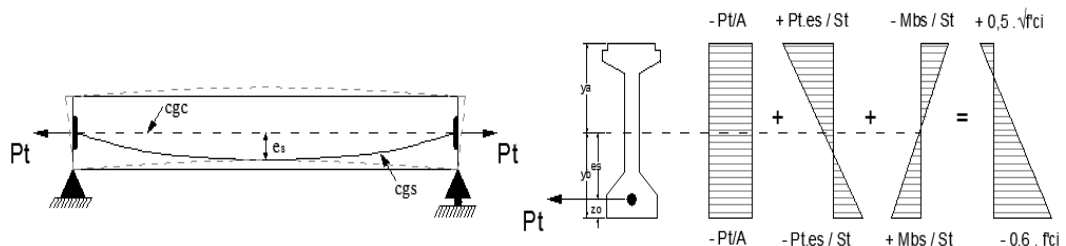
Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian “*Strands cable*” standar VSL, dengan data pada Tabel 5.23.

Tabel 5.23 Data Strands Cable

Data Strands Cable -Standar Vsl			
Jenis Strands		Uncoated 7 Wire Super Strands Astm A-416 Grade 270	
Tegangan Leleh Strands	F <sub>py</sub> =	1582345	kPa
Kuat Tarik Strands	F <sub>pu</sub> =	1861583	kPa
Diameter Nominal Strands		13	Mm (1/2")
Luas Tampang Nominal Satu Strands	A <sub>st</sub> =	132,73	mm <sup>2</sup>
Beban Putus Minimal Satu Strands	P <sub>bs</sub> =	183,7	kN (100% Uts Atau 100% Beban Putus)
Jumlah Kawat Untaian (Strands Cable)		16	Kawat Untaian Tiap Tendon
Diameter Selubung Ideal		84	mm
Luas Tampang Strands		0.00188	m <sup>2</sup>
Beban Putus Satu Tendon	P <sub>b1</sub> =	2939,2	kN (100% Uts Atau 100% Beban Putus)
Modulus Elastis Strands	E <sub>s</sub> =	1.97e+05	kPa
Tipe Dongkrak		Vsl 19	

(Sumber: VSL Indonesia)

Perhitungan besar gaya prategang awal dihitung dengan persamaan tegangan di kondisi saat transfer.



**Gambar 5.36 Gaya Prategang Awal dan Eksentresitas Tendon di Tengah Bentang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tegangan pada serat atas,

$$0,5 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{s_t} - \frac{M_{bs}}{s_t} \left( \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{kN \cdot m}{m^3} \cdot \frac{kN \cdot m}{m^3} \right)$$

$$2,88 = -\frac{P_t}{0,49 \cdot 10^6} + \frac{P_t \cdot 0,6232 \cdot 10^2}{0,17 \cdot 10^9} - \frac{2440,6 \cdot 10^6}{0,17 \cdot 10^9}$$

$$P_t = 10846 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah,

$$-0,6 \cdot f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{s_b} + \frac{M_{bs}}{s_b}$$

$$-19,920 = -\frac{P_t}{0,49 \cdot 10^6} - \frac{P_t \cdot 0,6232 \cdot 10^2}{0,21 \cdot 10^9} + \frac{2440,6 \cdot 10^6}{0,21 \cdot 10^9}$$

$$P_t = 6279 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil,  $P_t = 6279 \text{ kN}$

## 2. Jumlah Tendon dan Jumlah *Strands*

Perhitungan jumlah tendon yang diperlukan dan jumlah *strands* dalam masing-masing tendon dihitung dengan langkah sebagai berikut.

$$\text{Gaya prategang awal, } P_t = 6279 \text{ kN}$$

$$\text{Beban putus satu tendon, } P_{bt} = 2939,2 \text{ kN}$$

$$\text{Beban putus minimal satu strands, } P_{bs} = 183,7 \text{ kN}$$

Gaya prategang saat *jacking*,

$$\text{Persamaan 1} \quad ; P_j = P_{tl} / 0,85$$

$$\text{Persamaan 2} \quad ; P_j = 0,80 \cdot P_{bt} \cdot n_t$$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan.

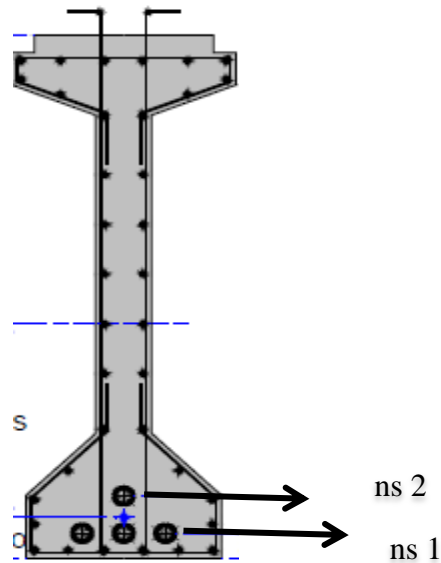
Jumlah tendon,

$$n_t = \frac{P_t}{0,85 \cdot 0,8 \cdot P_{bt}} = \frac{6279}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 2939,2} = 3,14 \approx 4 \text{ tendon}$$

Jumlah *strand* kabel,

$$n_s = \frac{P_t}{0,85 \cdot 0,8 \cdot P_{bs}} = \frac{6279}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 183,7} = 50,26 \approx 52 \text{ strands}$$

Posisi baris tendon ditengah bentang dapat ditentukan seperti pada Gambar 5.37.



**Gambar 5.37 Susunan baris tendon ditengah bentang**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Rekap jumlah *strands* pada *I-Girder* dapat dilihat pada Tabel 5.24.

**Tabel 5.24 Jumlah Strands pada I-Girder Prategang di posisi Tengah Bentang**

Jumlah Tendon Baris Ke-1	nt1=	3	Tendon	13	Strands=	39	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-2	nt2=	1	Tendon	13	Strands=	13	
nt =		4	Tendon	ΣStrands	Ns =	52	Strands

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *jacking force*):

$$P_o = \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs}} = \frac{6279}{0,85 \cdot 52 \cdot 183,7} = 77 \% < 80\% \text{ OK}$$

Gaya prategang (aktual) yang terjadi akibat *jacking*:

$$P_j = P_o \cdot (n_s \cdot P_{b1}) = 77 \cdot (52 \cdot 2939,2) = 6869,422 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan tegangan (loss of prestress) sebesar 25%,

$$P_{eff} = (100\% - 25\%) \cdot P_j = 75\% \cdot 6869,422 = 5152,07 \text{ kN}$$

Luas baja prategang yang digunakan:

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 52 \cdot 132,73 = 6902,079 \text{ mm}^2$$

Tegangan baja prategang saat *jacking*,

$$f_{pj} = \frac{P_j}{A_{ps}} = \frac{6869,422}{6902,079 \cdot 10^{-6}} = 995268,4 \text{ kPa}$$

Berdasarkan SNIT-12-2004 pasal 4.4.3.2.2, tegangan tarik beton prategang akibat *jacking* ( $f_{pj}$ ) tidak boleh melebihi:

$$f_{pj} = 995268,4 \text{ kPa} < 0,85 f_{pu} = 0,85 \cdot 1861583 = 1582345 \text{ kPa}$$

$$f_{pj} = 995268,4 \text{ kPa} < 0,94 f_{py} = 0,94 \cdot 1582345 = 1487404 \text{ kPa}$$

Tegangan baja prategang pada kondisi transfer tidak melampaui nilai maksimum yang direkomendasikan oleh *fabricator* pembuat tendon prategang, sehingga aman untuk digunakan.

Jumlah *strands* dalam satu garis memanjang,  $n = 4$  baris

Diameter tendon,

$$\begin{aligned} D_{tendon} &= n_{baris} \cdot D_{strand} \\ &= 7 \cdot 0,013 \\ &= 0,091 \text{ m} < \text{tebal sayap } I\text{-Girder} = 0,18 \text{ m} \end{aligned}$$

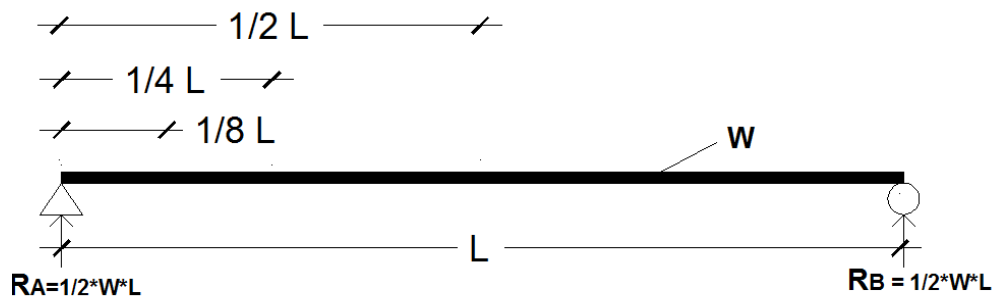
Maka diameter tendon dapat digunakan.

#### 5.4.4 Tendon

##### 1. Daerah Aman Tendon

Perencanaan tata letak dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang, seperempat bentang, dan ujung bentang balok prategang.

Momen pada titik peninjauan,



**Gambar 5.38 Momen pada titik peninjauan**

- Tengah bentang :  $M = \frac{1}{8} \cdot w \cdot L^2$
- Seperempat bentang :  $M = \left( \frac{1}{2} \cdot w \cdot L \right) \cdot \frac{L}{4} - \left( w \cdot \frac{L}{4} \cdot \frac{L}{8} \right) = \frac{3}{32} \cdot w \cdot L^2$
- Pada ujung balok (tumpuan) :  $M = 0$

Berikut adalah perhitungan momen di tengah bentang, dengan panjang bentang adalah 40 m.

- Momen akibat berat sendiri balok

$$\text{Berat sendiri balok, (WG)} = 12,20 \text{ kN/m}$$

$$M_G = \frac{1}{8} \cdot w_G \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 12,20 \cdot 40^2 = 2240,63 \text{ kNm}$$

- Momen akibat beban mati *I-Girder*

$$\text{Berat mati tambahan, (MA)} = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MA} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2,23 \cdot 40^2 = 445,2 \text{ kNm}$$

- Momen akibat beban hidup lalu lintas

$$\text{Beban hidup, (TD)} : Q_{TD} = 11,03 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 96,04 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= \frac{1}{8} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 11,03 \cdot 40^2 + \frac{1}{4} \cdot 96,04 \cdot 40 = 3165,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan momen pada titik tinjau lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.25.

**Tabel 5.25 Perhitungan Momen pada Titik Tinjau**

Beban (kN/m)	Momen Pada (kNm)		
	Tengah	Seperempat	Ujung
Berat gelagar (MG)	2440,63	1830,47	0
Beban mati (MD)	445,20	333,90	0
Beban hidup (ML)	3165,40	2614,15	0
$M_0 = MG + 50\% \cdot MD =$	2663,23	1997,42	0
$MT = MG + MD + ML =$	6051,23	4778,52	0

Tendon dalam menahan momen pada balok prategang perlu batas *kern* untuk posisi layout tendon ditumpuan. Untuk menghitung batas *kern* tendon dapat digunakan dengan langkah-langkah berikut ini.

Gaya prategang awal,  $P_o = 6278,50 \text{ kN}$

Kehilangan gaya prategang (*LOF*) untuk paskatarik diperkirakan sebesar 25%, maka rasio kehilangan gaya prategang ( $R$ ) =  $1 - LOF = 100\% - 25\% = 75\%$ .

Maka gaya prategang efektif,

$$P_{eff} = R \cdot P_o = 75\% \cdot 6278,50 = 4708,88 \text{ kN}$$

Luas penampang *I Girder* prategang,  $A = 0,49 \text{ m}^2$

Inersia balok prategang,  $I_x = 0,15 \text{ m}^4$

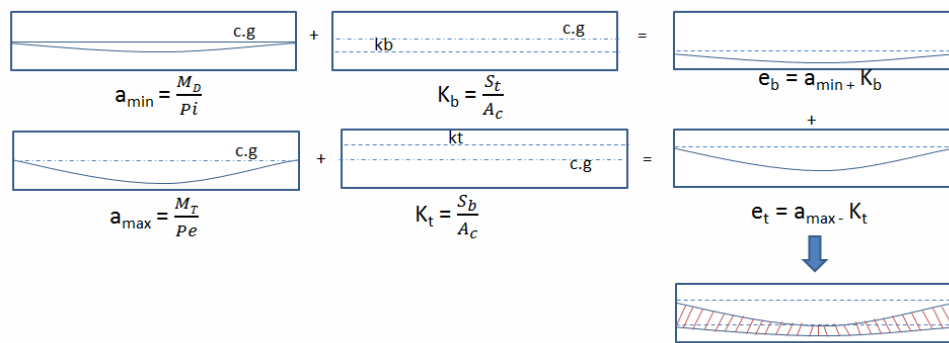
$$\text{Radius girasi, } r^2 = \frac{I}{A_c} = \frac{0,150}{0,490} = 0,31 \text{ m}^2$$

Batas *Kern*,

$$\text{Batas } Kern \text{ atas: } k_t = \frac{r^2}{y_b} = \frac{0,31}{0,72} = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{Batas Kern bawah: } k_b = \frac{r^2}{y_a} = \frac{0,31}{0,88} = 0,35 \text{ m}$$

Jika dikombinasikan dengan daerah inti (kern zone) maka zona batas bawah dan batas atas zona tendon dapat dilihat pada Gambar 5.39.



**Gambar 5.39 Daerah Aman Tendon**

(Sumber: Yulianto, 2017)

a. Batas bawah letak tendon

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_o} \text{ dan } e_b = a_{\min} + k_b$$

Diasumsikan beban mati telah bekerja 50% saat transfer, maka:

$$M_o = 2440,63 \text{ kNm}$$

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat transfer, maka lebar daerah tendon bertambah besar:

$$e_b' = \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_b}{P_o} \text{ dan } e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b'$$

Untuk batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_o} = \frac{2440,63}{6278,50} = 0,390 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_b = a_{\min} + k_b = 0,39 + 0,35 = 0,74 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_b' = \frac{f_{ti} \cdot A \cdot k_b}{P_o} = \frac{2880,97 \cdot 0,49 \cdot 0,35}{6278,50} = 0,08 \text{ m}$$

$$e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b' = 0,39 + 0,35 + 0,08 = 0,82 \text{ m}$$

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.26.

**Tabel 5.26 Batas Bawah Letak Tendon**

Bagian Penampang	Panjang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	(m)	$a_{\min}$ (m)	$e_b$ (m)	$e_b'$ (m)	$e_{b1}$ (m)
Tengah bentang	20	0.3887	0.7412	0.0789	0.8201
Seperempat bentang	10	0.3181	0.6706	0.0789	0.7495
Ujung	0	0.0000	0.3525	0.0789	0.4314

b. Batas atas letak tendon

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_{eff}} \text{ dan } e_t = a_{\max} - k_t$$

Diasumsikan beban mati telah bekerja secara keseluruhan, maka:

$$M_T = 6051,225 \text{ kNm}$$

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat layan, maka lebar daerah tendon bertambah sebesar:

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_t}{P_{eff}} \text{ dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t + e_t'$$

Untuk batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_{eff}} = \frac{6051,225}{4708,88} = 1,01 \text{ m}$$

$$\text{dan } e_t = a_{\max} - k_t = 1,29 - 0,43 = 0,59 \text{ m}$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_t' = \frac{f_{ts} \cdot A_c \cdot k_t}{P_{eff}} = \frac{3221,02 \cdot 0,49 \cdot 0,43}{4708,88} = 0,09 \text{ m}$$

$$e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t' = 1,01 - 0,43 - 0,09 = 0,50 \text{ m}$$

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.27.

**Tabel 5.27 Batas Atas Letak Tendon**

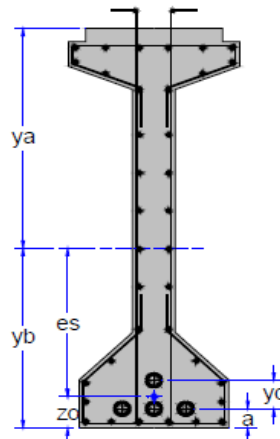
Bagian Penampang	Panjang (m)	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
		$a_{\min}$ (m)	$e_t$ (m)	$e_t'$ (m)	$e_{b1}$ (m)
Tengah bentang	20	1.2851	0.8577	0.1177	0.7401
Seperempat bentang	10	1.0148	0.5875	0.0883	0.4992
Ujung	0	0.0000	-0.4273	0.0883	-0.5156

#### 1. Tata Letak Posisi Tendon (*Lay Out Tendon*)

Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang pada Gambar 5.40 dan pada ujung balok atau pada tumpuan pada Gambar 5.41.

##### a. Posisi Tendon di Tengah Bentang

Posisi tendon pada tengah bentang dapat dilihat pada Gambar 5.40.



**Gambar 5.40 Posisi Tendon Di Tengah Bentang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Ditetapkan jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1,  $a = 0,1 \text{ m}$

Eksentrisitas,  $es = 0,6232 \text{ m}$

Jarak titik berat tendon terhadap alas balok,

$$z_o = y_b - e_s = 0,7232 - 0,6232 = 0,10 \text{ m}$$

momen statis tendon terhadap alas,

$$n_s \cdot z_o = n_1 \cdot a + n_2 \cdot (a + y_d)$$

Jarak vertikal antara as ke as tendon,

$$y_d = n_s \cdot (z_o - a) / n_2 = 52 \cdot (0,10 - 0,1) / 13 = 0$$

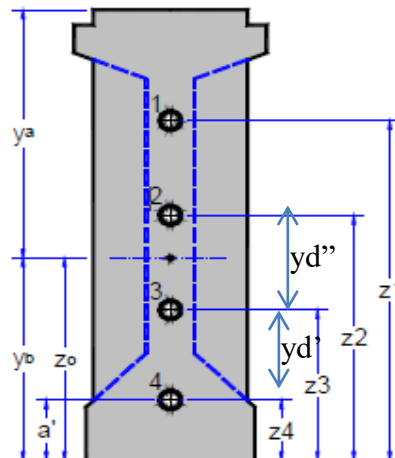
diambil  $y_d = 0,15 \text{ m}$

jarak bersih vertikal antara selubung tendon,  $y_d - d_t = 0,15 - 0,084$

$$= 0,066 \text{ m} > 0,025 \text{ m}$$

#### b. Posisi Tendon di Tumpuan

Posisi tendon pada tumpuan/ujung bentang dapat dilihat pada Gambar 5.41.



**Gambar 5.41 Posisi Tendon Di Tumpuan**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Berdasarkan Gambar 5.41 dijelaskan bahwa posisi tendon dengan jarak antar antar tendon adalah  $y_d'$  dan  $y_d''$ , dengan nilai  $a'$  yang ditetapkan. Tiap baris tendon memiliki jumlah strands seperti pada Tabel 5.28.

**Tabel 5.28 Jumlah Strands pada Tiap Posisi Tendon di Tumpuan**

Jumlah Tendon Baris Ke-1	n1=	1 Tendon	13 Strands =	13	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-2	n2=	1 Tendon	13 Strands =	13	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-3	n3=	1 Tendon	13 Strands =	13	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-4	n4=	1 Tendon	13 Strands =	13	Strands
		$\Sigma$ Strands,	n Strands =	52	Strands

Jarak untuk masing-masing tendon di tumpuan dan jarak antara titik pusat balok ke as tendon dapat dihitung dengan langkah sebagai berikut.

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4,  $a'$  = 0,35 m

Letak titik berat penampang balok terhadap alas,  $y_b$  = 0,7232 m

Momen statis tendon terhadap alas,

$$\Sigma n_i \cdot y_d' = n_s \cdot y_e$$

$$y_e / y_d = (\Sigma n_i \cdot y_d' / y_d') / n_s$$

$$\text{baris 1} = n_1 \cdot y_d' = 13 \cdot 0 = 0$$

$$\text{baris 2} = n_2 \cdot y_d' = 13 \cdot 1 = 13$$

$$\text{baris 3} = n_3 \cdot y_d'' = 13 \cdot 2 = 26$$

$$\text{baris 4} = n_4 \cdot y_d' = 13 \cdot 3 = 39$$

$$\Sigma n_i \cdot y_d' / y_d = 78$$

$$y_e / y_d = (\Sigma n_i \cdot y_d' / y_d') / n_s = 78 / 52 = 1,5$$

jarak antara titik pusat berat balok ke as tendon ke-4

$$y_e = y_b - a' = 0,7232 - 0,35 = 0,373 \text{ m}$$

jarak vertikal antara as ke as tendon,

$$y_d' = 0,249 \text{ m}$$

$$y_d'' = 0,66 \text{ m}$$

$$\text{eksentrisitas, } z_o = a' + y_e = y_b = 0,373 + 0,467 = 0,7232 \text{ m}$$

c. Eksentrisitas masing-masing tendon

Eksentrisitas tendon adalah nilai perbedaan elevasi tendon tumpuan dengan lapangan. Terlebih dahulu nilai elevasi untuk masing-masing tendon baik ditumpuan maupun dilapangan dihitung dengan langkah sebagai berikut.

1) Tumpuan dengan posisi tendon  $X = 0,00 \text{ m}$

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4,  $a' = 0,35 \text{ m}$

$$\text{Baris 1} : z_1' = a' + 3 \cdot y_d' = 0,35 + 3 \cdot 0,249 = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2} : z_2' = a' + 2 \cdot y_d' = 0,35 + 2 \cdot 0,249 = 0,85 \text{ m}$$



Tabel 5.29 Perhitungan Lintasan Tendon

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-0.25	-0.016	8.00	0.399	17.00	0.609	26.00	0.567	35.00	0.273
0.00	0.000	9.00	0.435	18.00	0.617	27.00	0.547	36.00	0.224
1.00	0.061	10.00	0.467	19.00	0.622	28.00	0.523	37.00	0.173
2.00	0.118	11.00	0.497	20.00	0.623	29.00	0.497	38.00	0.118
3.00	0.173	12.00	0.523	21.00	0.622	30.00	0.467	39.00	0.061
4.00	0.224	13.00	0.547	22.00	0.617	31.00	0.435	40.00	0.000
5.00	0.273	14.00	0.567	23.00	0.609	32.00	0.399	0.25	0.015
6.00	0.318	15.00	0.584	24.00	0.598	33.00	0.360		
7.00	0.360	16.00	0.598	25.00	0.584	34.00	0.318		

$$x_0 = 0,250 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,016 \text{ m}$$

$$\text{Jarak AB} = \text{jarak BC} = \frac{L}{2} + x_0 = \frac{40}{2} + 0,250 = 20,25 \text{ m}$$

$$e_s + e_0 = 0,72 + 0,016 = 0,639 \text{ m}$$

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BC} = \frac{2 \cdot (e_s + e_0)}{\left(\frac{L}{2} + x_0\right)} = \frac{2 \cdot (0,72 + 0,016)}{(20,25)} = 0,063 \text{ rad}$$

e. Sudut angkur

$$\text{Persamaan lintasan tendon, } Y = 4 \cdot f \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

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

$$\text{Untuk } X = 0 \text{ (posisi angkur di tumpuan), maka } \frac{dy}{dx} = \frac{4 \cdot f_i}{L^2}$$

Persamaan sudut angkur,  $\alpha = \text{ATAN}(dy/dx)$ . Hasil dari perhitungan sudut angkur dapat dilihat pada Tabel 5.30.



Tabel 5.30 Sudut Angkur

No Tendon	Jumlah Strands	Diameter Selubung	fi (m)	dy/dx	Sudut angkur			
					a1=	rad =	a2=	rad =
1	13	84	0.846	0.0846	0.0844	rad =	4.838°	
2	13	84	0.748	0.0748	0.0746	rad =	4.275°	
3	13	84	0.499	0.0499	0.0498	rad =	2.856°	
4	13	84	0.250	0.0250	0.0249	rad =	1.432°	

f. Tata letak kabel tendon

Panjang jembatan,  $L = 40$  m

$$f_0 = e_s = 0,6232 \text{ m dan } y_b = 0,7232 \text{ m}$$

$$f_1 = 0,846 \text{ m ; } f_2 = 0,748 \text{ m ; } f_3 = 0,499 \text{ m ; } f_4 = 0,250 \text{ m ;}$$

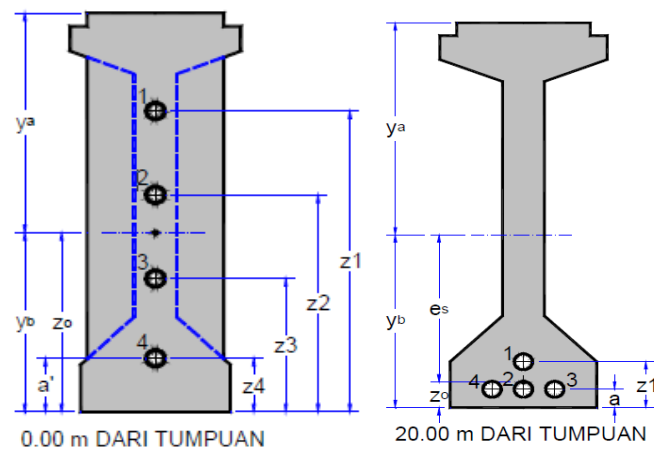
Posisi masing-masing kabel:

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

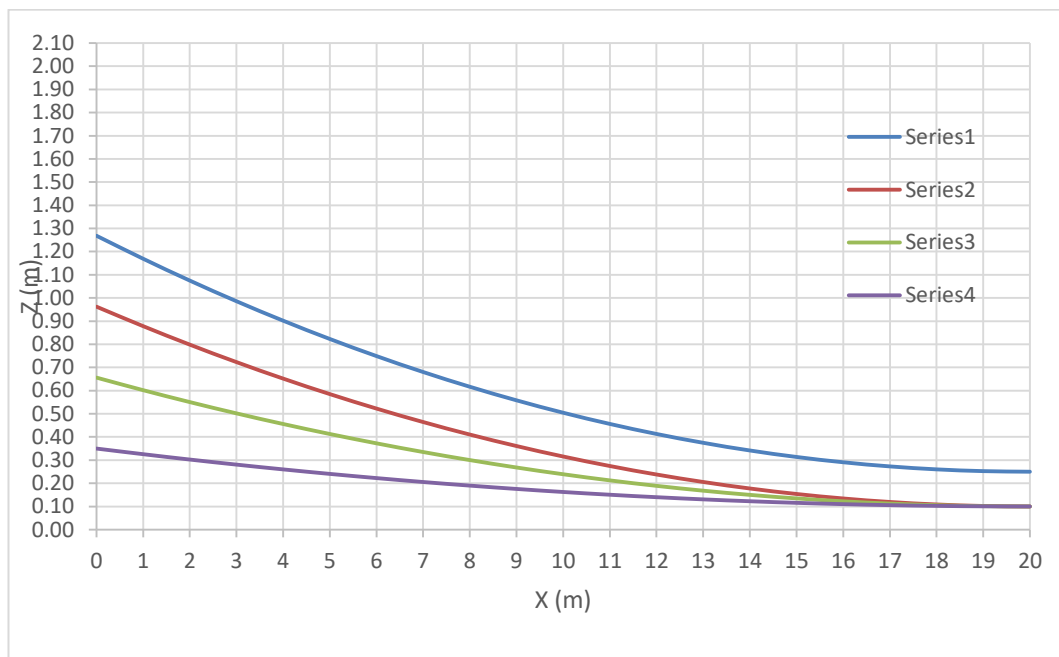
Hasil perhitungan posisi masing-masing kabel dapat dilihat pada Tabel 5.31. Gambar potongan posisi kabel pada jarak 0, 5 m, 10 m, 15 m dan 20 m (tengah bentang) dapat dilihat pada Gambar 5.43. *Layout* (grafik *trace cable*) yang merupakan lintasan kabel tendon dapat dilihat pada Gambar 5.44.

Tabel 5.31 Tata Letak Kabel Tendon

Jarak X (m)	Trace Zo (m)	posisi masing-masing kabel			
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)
0	0.7232	1.0964	0.8476	0.5988	0.3500
5	0.4505	0.7261	0.5205	0.3806	0.2406
10	0.2558	0.4616	0.2869	0.2247	0.1625
15	0.1997	0.3029	0.1467	0.1312	0.1156
20	0.1000	0.2500	0.1000	0.1000	0.1000



**Gambar 5.43 Posisi Trace Cable Pada Tumpuan dan Tengah Bentang**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)



**Gambar 5.44 Grafik Trace Cable**

#### 5.4.5 Kehilangan Gaya Prategang (*Loss of Prestress*)

Menurut RSNI T-02-2004 pasal 6.4 Kehilangan gaya prategang dalam tendon untuk setiap waktu harus diambil sebagai jumlah dari kehilangan seketika dan kehilangan yang tergantung waktu, baik dalam jangka pendek maupun jangka panjang. Kehilangan prategang dapat dinyatakan dalam bentuk kehilangan gaya atau kehilangan tegangan didalam tendon.

Pengaruh gaya prategang dibagi menjadi dua yaitu sebelum kehilangan gaya prategang dan sesudah kehilangan gaya prategang. Kehilangan gaya prategang (*loss prestress*) dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Kehilangan prategang jangka pendek
2. Kehilangan prategang jangka panjang

Tegangan baja saat jacking,  $f_{pj} = 6822,99$  MPa

1. Kehilangan Prategang Jangka Pendek

a. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Angkur (*Anchorage Friction*)

Kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur pada saat gaya pendongkrak disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7 mm.

Pergeseran angkur,  $\Delta A = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$

Modulus elastis baja prategang,  $E_s = 197000 \text{ MPa}$

Panjang tendon,  $L = 40 \text{ m}$

Kehilangan prategang akibat pergeseran angkur:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pA} &= \frac{\Delta A}{L} \cdot E_s \\ &= \frac{0,002}{40} \cdot 197000 = 9,85 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan *Cable* (*Jack Friction*)

Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah:

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BC} = 0,073 \text{ rad}$$

Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha_{AB} + \alpha_{BC} \\ &= 0,073 + 0,073 = 0,146 \text{ rad} \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNIT-12-2004 diperoleh:

Koefisien gesek,  $\mu = 0,15$

Koefisien Wobble, yaitu friksi yang disebabkan oleh adanya penyimpangan yang tidak sengaja pada penempatan selongsong prategang dari kedudukan yang seharusnya,  $\beta = 0,002$

Bilangan natural,  $e = 2,7183$

Kehilangan tegangan akibat gesekan:

Untuk  $Lx = 40$  m

$$\begin{aligned}
 P_x &= P_o \cdot e^{-(\beta \cdot Lx) + (\mu \cdot \alpha)} \\
 &= 6822,99 \cdot 2,7183^{-(0,002 \cdot 40) + (0,15 + 0,146)} \\
 &= 6278,50 \text{ kN} \\
 \Delta f_{pF} &= \frac{P_o - P_x}{A_p} \\
 &= \frac{6822,99 - 6278,50}{6902,08} \\
 &= 0,08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis (*Elastic Shortening*)

Gaya prategang transfer	$P_i = 6278,503 \text{ kN}$
Luas penampang balok prategang	$A = 488125,00 \text{ mm}^2$
Modulus elastisitas beton	$E_c = 37930,90 \text{ MPa}$
Regangan shortening	$\epsilon_{ES} = 0,000339$
Modulus elastisitas strands	$E_p = 196507,50 \text{ MPa}$
Kehilangan gaya akibat elastic shortening	

$$\Delta f_{pF} = \epsilon_{ES} \times E_p = 0,000339 \times 196507,50 \text{ MPa} = 66,64 \text{ MPa}$$

2. Kehilangan Prategang Jangka Panjang

a. Kehilangan Tegangan Akibat Pengaruh Rangkak (*Creep*)

Untuk prategang paskatarik ditentukan,

Waktu setelah pembebanan	$t = 18250 \text{ hari}$
Koefisien rangkak maksimum	$C_u = 2,0$
Modulus elastisitas baja prategang	$E_p = 196507,50 \text{ MPa}$

Regangan shortening  $\epsilon_{es} = 0,00034$

Faktor rangkai beton

$$\begin{aligned}\phi_{cc} &= (t^{0,6}/(10+t^{0,6}))C_u \\ &= 1,946\end{aligned}$$

Regangan rangkai

$$\begin{aligned}\epsilon_{cc,t} &= \phi_{cc}(t) \cdot \epsilon_{es} \\ &= 1,946 (18250) \cdot 0,00034 = 0,00067\end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkai,

$$\begin{aligned}\Delta f_{pCR} &= \epsilon_{cc,t} \cdot E_p \\ &= 0,00067 \cdot 196507,50 \\ &= 129,67 \text{ MPa}\end{aligned}$$

b. Kehilangan Tegangan Akibat Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

Kehilangan prategang akibat susut dengan menggunakan metode perawatan basah selama 7 hari.

$$t = 18250 \text{ hari}$$

$$E_{ps} = 196507,50 \text{ MPa}$$

Regangan susut *ultimate*  $E_{SHu} = 0,00015$

$$\begin{aligned}E_{SH,t} &= \frac{t}{(t+35)} \cdot E_{SHu} \\ &= \frac{18250}{(18250+35)} \cdot 0,00015 = 0,00015\end{aligned}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh susut,

$$\begin{aligned}\Delta f_{pSH} &= E_{SH} \cdot t \cdot E_{ps} \\ &= 0,00015 \cdot 196507,50 \\ &= 30,01 \text{ MPa}\end{aligned}$$

c. Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Tendon (*Relaxation of Tendon*)

Relaksasi tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama,

Kuat tarik tendon,  $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Kuat leleh tendon,  $f_{py} = 0,85 \cdot f_{pu} = 0,85 \cdot 1860 = 1581 \text{ MPa}$

Tegangan baja prategang setelah transfer,  $f_{ps} = 1017,69 \text{ MPa}$

Diperhitungkan tegangan tendon 3 bulan setelah transfer

$t_1 = 1 \text{ hari}$

$t_2 = 18250 \text{ hari}$

Kehilangan prategang akibat *relaxation of tendon*:

$$\begin{aligned}\Delta f_{pR} &= f_{ps} \cdot \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \cdot \left( \frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0,55 \right) \\ \Delta f_{pR} &= 1017,69 \cdot \left( \frac{\log 1 - \log 18250}{45} \right) \cdot \left( \frac{1017,69}{1581} - 0,55 \right) \\ &= 9,03 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Total kehilangan gaya prategang dapat dilihat pada rekap Tabel 5.32.

Tabel 5.32 Total Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja (Mpa)	Persentase (%)
	Setelah Penegangan	<b>1017.69</b>	<b>100%</b>
	Kehilangan tegangan :		
1	Pergeseran ankur ( <i>anchorage friction</i> )	9.83	0.994%
2	Gesekan kabel ( <i>jack friction</i> )	0.08	0.008%
3	Perpendekan elastis beton ( <i>elastic shortening</i> )	66.64	6.741%
4	Rangakak beton ( <i>creep</i> )	129.67	13.118%
5	Susut beton ( <i>shrinkage</i> )	30.01	3.036%
6	Relaksasi tendon ( <i>relaxation of tendon</i> )	9.03	0.913%
	Beban mati tambahan :		
1	Beban mati tambahan topping	0.00	0.000%
	Tegangan Akhir ( $f_{pe}$ )	743.28	75.190%
	Kehilangan Tegangan Total ( <i>loss of prestress</i> )		24.810 %

Jadi total kehilangan tegangan akhir/tegangan efektif,

$$f_{eff} = 7743,28 \text{ MPa}$$

Gaya efektif di tengah bentang balok:

$$\begin{aligned}
 P_{eff} &= A_{ps} \cdot f_{eff} \\
 &= 6902,079 \cdot 743,28 \cdot 10^{-3} = 5130,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 5.4.6 Tegangan yang Terjadi pada Penampang Balok

Menurut RSNIT-12-2004, Tegangan beton pada kondisi saat transfer dan kondisi layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut.

Saat transfer, (Sumber; RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2, Pasal 4.4.1.2.4)

$$\text{Serat tekan} : f_{ci} = 0,6 \cdot f'_{ci} = 0,60 \cdot 39,84 = 23,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ti} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0,50 \cdot \sqrt{39,84} = 3,15 \text{ MPa}$$

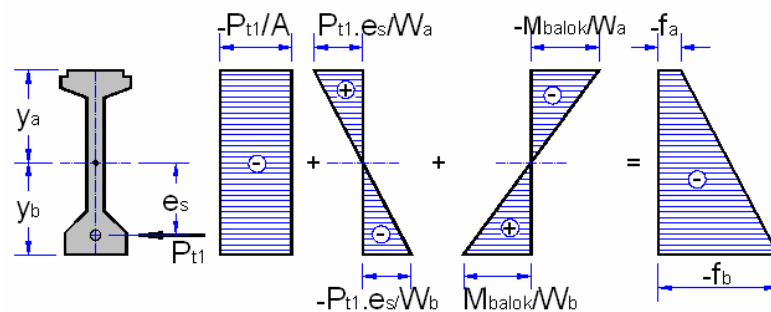
Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, Pasal 4.4.1.2.3)

$$\text{Serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 49,8 = 22,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat tarik} : f_{ts} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,50 \cdot \sqrt{49,8} = 3,52 \text{ MPa}$$

### 1. Keadaan Awal (*Transfer*)

Pada keadaan awal ini merupakan proses penyaluran tegangan dalam tendon prategang melalui lekatan beton dengan sistem *jack* atau angkur untuk sistem pasca tarik pada komponen struktur beton, maka pada saat transfer digunakan penampang netto (Lihat Gambar 5.45).



**Gambar 5.45 Tegangan Saat Transfer**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang seperti dibawah ini,

Gaya prategang awal,  $P_t = 6278,50 \text{ kN}$

Momen pada balok prategang,  $M_{MS} = 2440,63 \text{ kNm}$

Tahanan momen sisi atas,  $S_a = 0,17 \text{ m}^3$

Tahanan momen sisi bawah,  $S_b = 0,21 \text{ m}^3$

Luasan penampang *I-Girder*,  $A = 0,49 \text{ m}^2$

Eksentrisitas tendon,  $e_s = 0,62 \text{ m}$

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah berikut ini,

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$f_{ca} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok}}{S_a}$$



$$= -\frac{6278,50}{0,49} + \frac{6278,50 \cdot 0,62}{0,17} - \frac{2440,63}{0,17}$$

$$= -4305,97 \text{ kPa} = -4,305 \text{ MPa}$$

Karena  $f_{ca} = 4,305 < f_{ci} = 23,90 \text{ MPa}$ , maka aman.

Tegangan yang terjadi pada serat bawah,

$$f_{cb} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{balok}}{S_b}$$

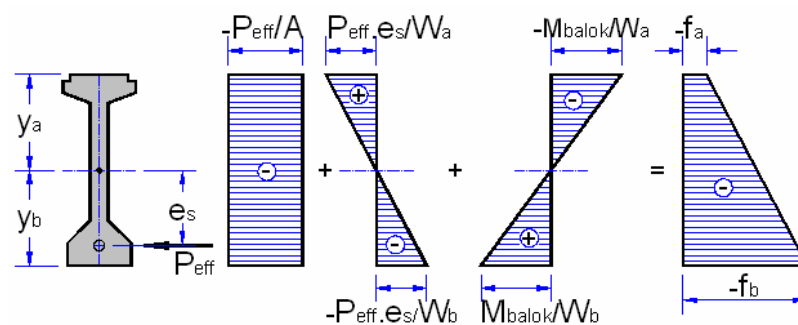
$$= -\frac{6278,50}{0,49} - \frac{6278,50 \cdot 0,62}{0,21} + \frac{2440,63}{0,21}$$

$$= -19920 \text{ kPa} = -19,920 \text{ MPa}$$

Karena  $f_{cb} = 19,920 \text{ MPa} < f_{ci} = 23,90 \text{ MPa}$ , maka aman.

## 2. Keadaan Akhir (*loss of prestress*)

Pada keadaan akhir gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (*loss of prestress*). Saat keadaan akhir digunakan penampang netto (Lihat Gambar 5.46).



**Gambar 5.46 Tegangan Saat *Loss of Prestress***

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang,

Gaya prategang akhir,  $P_{eff} = 5130,20 \text{ kN}$

Momen pada balok prategang,  $M_{MS} = 2440,63 \text{ kNm}$

Tahanan momen sisi atas,  $S_a = 0,17 \text{ m}^3$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah, } S_b = 0,21 \text{ m}^3$$

$$\text{Luasan penampang } I \text{ Girder, } A = 0,49 \text{ m}^2$$

$$\text{Eksentrisitas tendon, } e_s = 0,62 \text{ m}$$

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah berikut.

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$\begin{aligned} f_a &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok}}{S_a} \\ &= -\frac{5130,20}{0,49} + \frac{5130,20 \cdot 0,62}{0,17} - \frac{2240,63}{0,17} \\ &= -6112,94 \text{ kPa} = -6,112 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $f_a = 6,112 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

Tegangan yang terjadi pada serata bawah,

$$\begin{aligned} f_b &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{balok}}{S_b} \\ &= -\frac{5130,20}{0,49} - \frac{5130,20 \cdot 0,62}{0,21} + \frac{2440,63}{0,21} \\ &= -14136,78 \text{ kPa} = -14,136 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $f_b = 14,136 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

### 3. Keadaan Setelah Plat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)

Pada keadaan plat lantai masih bersifat beton muda, akhir gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan.

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang seperti dibawah ini,

$$\text{Gaya prategang akhir, } P_{eff} = 5130,20 \text{ kN}$$

$$\text{Momen pada balok prategang, } M_{MS} = 2440,63 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen pada plat, } M_{plat} = 1750 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen balok + Momen Plat} = 2440,63 + 1750 = 4190,53 \text{ kNm}$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas, } S_a = 0,17 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi bawah,	$S_b$	$= 0,21 \text{ m}^3$
Luasan penampang <i>I Girder</i> ,	$A$	$= 0,49 \text{ m}^2$
Eksentrisitas tendon,	$e_s$	$= 0,62 \text{ m}$

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah sebagai berikut.

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$\begin{aligned}
 f_a &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok+plat}}{S_a} \\
 &= -\frac{5130,20}{0,49} + \frac{5130,20 \cdot 0,62}{0,17} - \frac{4190,63}{0,17} \\
 &= -16284,62 \text{ kPa} = -16,284 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena  $f_a = 16,284 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

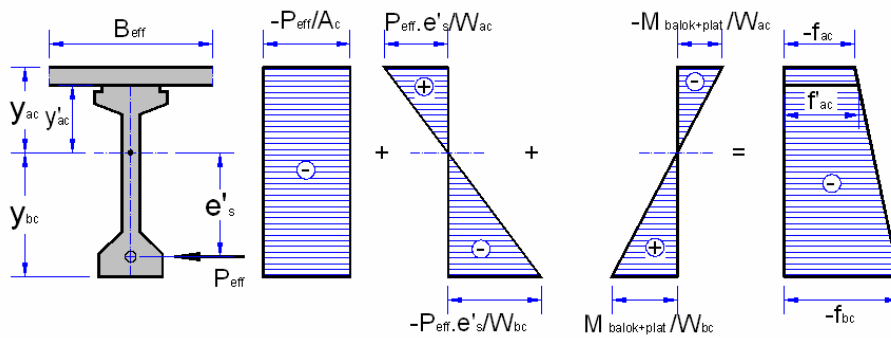
Tegangan yang terjadi pada serata bawah,

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{balok+plat}}{S_b} \\
 &= -\frac{5130,20}{0,49} - \frac{5130,20 \cdot 0,62}{0,21} + \frac{4190,63}{0,21} \\
 &= -5747,07 \text{ kPa} = -5,747 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena  $f_b = 5,747 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

#### 4. Keadaan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

Pada kondisi plat lantai dan balok menjadi komposit, gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan. Penampang yang digunakan adalah penampang balok prategang dan penampang plat injak dengan lebar efektifnya dalam keadaan komposit (Lihat Gambar 5.47).



**Gambar 5.47 Tegangan Saat Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan *properties* balok prategang sebagai berikut.

Gaya prategang akhir, $P_{eff}$	= 5130,20 kN
Momen balok + Momen Plat	= 4190,63 kNm
Tahanan momen sisi atas komposit, $S_{ac}$	= 0,39 m <sup>3</sup>
Tahanan momen sisi atas balok, $S'_{ac}$	= 0,56 m <sup>3</sup>
Tahanan momen sisi bawah komposit, $S_{bc}$	= 0,30 m <sup>3</sup>
Luasan penampang <i>I Girder</i> komposit, $A_c$	= 0,72 m <sup>2</sup>
Eksentrisitas tendon untuk penampang komposit,	

$$e's = es + (ybc - yb)$$

$$= 0,62 + (1,048 - 0,723) = 0,95 \text{ m}$$

Tegangan beton di serat atas plat,

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{S_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{S_{ac}}$$

$$= -\frac{5130,20}{0,72} + \frac{5130,20 \cdot 0,95}{0,39} - \frac{4190,63}{0,39}$$

$$= -5374,67 \text{ kPa} = -5,374 \text{ MPa}$$

Karena  $f_{ac} = 5,374 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

Tegangan beton di serat atas balok,

$$\begin{aligned}
 f'_{ac} &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{S'_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{S'_{ac}} \\
 &= -\frac{5130,20}{0,72} + \frac{5130,20 \cdot 0,95}{0,56} - \frac{4190,63}{0,56} \\
 &= -5914,33 \text{ kPa} = -5,914 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena  $f'_{ac} = 5,914 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$\begin{aligned}
 f_{bc} &= -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{S_{bc}} + \frac{M_{balok+plat}}{S_{bc}} \\
 &= -\frac{5130,20}{0,72} - \frac{5130,20 \cdot 0,95}{0,30} + \frac{4190,63}{0,30} \\
 &= -9368,20 \text{ kPa} = -9,368 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena  $f_{bc} = 9,368 \text{ MPa} < f_{cs} = 22,41 \text{ MPa}$ , maka aman.

#### 5.4.7 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Untuk itu perlu kontrol terhadap kombinasi pembebanan. Kontrol kombinasi dinyatakan aman apabila tidak lebih dari tegangan izin beton yang disyaratkan. Kombinasi yang digunakan berdasarkan RSNIT-02-2005 *Tabel 40* yang dapat dilihat pada *Tabel 5.33*.

Tabel 5.33 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan

Aksi / Beban	Simbol	KOMBINASI PEMBEBANAN			
		1	2	3	4
A. Aksi Tetap					
Berat sendiri	MS	√	√	√	√
Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√
Susut dan Rangkak	SR	√	√	√	√
Prategang	PR	√	√	√	√
B. Aksi Transien					
Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√
Gaya Rem	TB	√	√	√	
Pejalan Kaki	TP		√	√	
C. Aksi Lingkungan					
Beban Angin	EW			√	
Beban Gempa	EQ				√

Sumber: RSNI T 02-2005 (2005)

Tegangan kerja yang terjadi akibat kombinasi pembebanan ditinjau pada 3 daerah yaitu:

1. Tegangan beton di serat atas plat, ( $f_{ac}$ )
2. Tegangan beton di serat atas *I-Girder*, ( $f'_{ac}$ )
3. Tegangan beton di serat bawah *I-Girder*, ( $f_{bc}$ )

$$\text{Mutu beton,} \quad = K - 600$$

$$\text{Kuat Tekan Beton,} \quad f'c = 49,8 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan ijin tekan beton,} \quad f_{cs} = 0,45 \cdot f'c = 22,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik beton,} \quad f_{ts} = 0,5 \cdot \sqrt{f'c} = 3,53 \text{ MPa}$$

Berikut adalah rekapitulasi kontrol tegangan pada beton yang terjadi akibat kombinasi pembebanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.34 sampai Tabel 5.38.

**Tabel 5.34 Rekap Tegangan Yang Terjadi Akibat Pembebanan**

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	Angin EW (MPa)	Gempa EQ (MPa)
fac	-11.84	-1.15	0.00	5.45	-8.18	-0.11	-2.78	-1.63	-1.71
f'ac	-8.15	-0.79	0.00	1.54	-5.63	-0.08	-1.91	-1.12	-1.18
fbc	15.46	1.50	0.00	-23.50	10.67	0.15	3.63	2.13	2.24

**Tabel 5.35 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 1)**

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	TEGANGAN KOMB (MPa)	Keterangan
fac	-11.84	-1.15	0.00	5.45	-8.18	-0.11	-15.84	Aman
f'ac	-8.15	-0.79	0.00	1.54	-5.63	-0.08	-13.12	Aman
fbc	15.46	1.50	0.00	-23.50	10.67	0.15	4.29	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok =  $fbc < 0$  (tekan ) maka sambungan segmental aman.

**Tabel 5. 36 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 2)**

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	TEGANGAN KOMB (MPa)	Keterangan
fac	-11.84	-1.15	0.00	5.45	-8.18	-0.11	-2.78	-18.61	Aman
f'ac	-8.15	-0.79	0.00	1.54	-5.63	-0.08	-1.91	-15.03	Aman
fbc	15.46	1.50	0.00	-23.50	10.67	0.15	3.63	7.92	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan ) maka sambungan segmental aman.

**Tabel 5 37 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 3)**

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	Angin EW (MPa)	TEGANGAN KOMB (MPa)	Keterangan
fac	-11.84	-1.15	0.00	5.45	-8.18	-0.11	-2.78	-1.63	-20.24	Aman
f'ac	-8.15	-0.79	0.00	1.54	-5.63	-0.08	-1.91	-1.12	-16.15	Aman
fbc	15.46	1.50	0.00	-23.50	10.67	0.15	3.63	2.13	10.04	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan ) maka sambungan segmental aman.

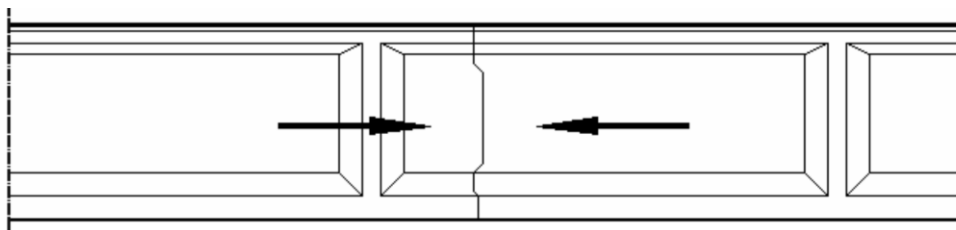


**Tabel 5.38 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban ( Kombinasi 4)**

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Gempa EQ (MPa)	TEGANGAN KOMB (MPa)	Keterangan
fac	-11.84	-1.15	0.00	5.45	-8.18	-1.71	-17.43	Aman
f'ac	-8.15	-0.79	0.00	1.54	-5.63	-1.18	-14.22	Aman
fbc	15.46	1.50	0.00	-23.50	10.67	2.24	6.38	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok =  $fbc < 0$  (tekan ) maka sambungan segmental aman.

Pada kombinasi 1-4 hasilnya tidak melebihi dari tegangan izin yang telah disyaratkan. Tidak terjadi tarik pada balok prategang, sehingga sambungan segmental pada balok cukup menggunakan resin (exposi) tanpa ankur. (Lihat Gambar 5.48).



**Gambar 5.48 Sambungan Tekan pada Segmental**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

#### 5.4.8 Tinjauan Ultimit *I-Girder* Prategang

Momen ultimit *I-Girder* prategang adalah kapasitas maksimal balok prategang dalam menahan momen yang terjadi akibat beban. Kapasitas momen *ultimate* diperhitungkan agar menjadi batas momen ultimit balok prategang akibat beban. Perhitungan ultimit *I-Girder* prategang dapat dilakukan dengan langkah sebagai berikut.

Modulus elastis baja prategang (*strands*) ASTM A-416,  $E_s = 196510 \text{ MPa}$

Jumlah total strands,  $n_s = 52 \text{ strands}$ .

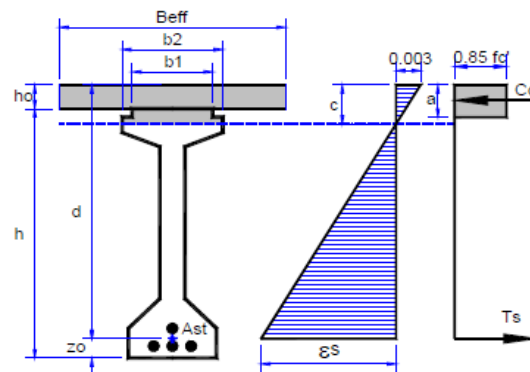
Luas tampang nominal satu strand,  $A_{st} = 132,73 \text{ mm}^2$

Tegangan leleh tendon baja prategang,  $f_{py} = 1861,58 \text{ MPa}$

Luas tampang tendon baja prategang,

$$A_{ps} = n_s \cdot A_{st} = 52 \cdot 132,73 = 6902,08 \text{ mm}^2 = 0,0069 \text{ m}^2$$

Kuat tekan beton,  $f'_c = 49,8 \text{ MPa}$



**Gambar 5.49 Kapasitas Penampang I – Girder**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

*Section properties* penampang keterangan dari Gambar 5.42 adalah sebagai berikut.

$$\begin{array}{ll}
 h & = 1,60 \text{ m} & d & = 1,75 \text{ m} \\
 h_0 & = 0,25 \text{ m} & Z_0 & = 0,1 \text{ m} \\
 B_{eff} & = 0,93 \text{ m} & b_1 & = 0,55 \text{ m}
 \end{array}$$

Tegangan batas prategang ( $f_{ps}$ ) pada keadaan *ultimate*, ditetapkan sebagai berikut.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f'_c} \right]$$

Gaya prategang efektif (setelah *loss of prestress*),  $P_{eff} = 5130,20 \text{ kN}$

Tegangan efektif baja prategang,

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps}} = \frac{5130,20 \cdot 10^3}{6902,08} = 743,28 \text{ MPa}$$

Tinggi efektif balok *I-Girder*,

$$d = h + h_0 - z_0 = 1,60 + 0,25 - 0,1 = 1,75 \text{ m}$$

Rasio luas penampang baja prategang,

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{A_c} = \frac{6902,08 \cdot 10^{-6}}{0,4881} = 0,0141$$

Untuk  $f'_c = 41,5 \text{ MPa} > 30 \text{ MPa}$ , maka nilai  $\beta_1$  adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,08 \cdot \left( \frac{f'_c - 30}{10} \right) \\ &= 0,85 - 0,08 \cdot \left( \frac{49,8 - 30}{10} \right) \\ &= 0,69 \end{aligned}$$

Untuk nilai tegangan batas prategang ( $f_{ps}$ ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f'_c} \right] \\ &= 1861,5 \cdot \left[ 1 - \frac{0,4 \cdot 0,0141 \cdot 1861,5}{0,69 \cdot 49,8} \right] \\ &= 1290,01 \text{ MPa} \\ f_{ps} &= 0,8 \cdot f_{py} \\ &= 0,8 \cdot 1582,35 \text{ MPa} = 1265,88 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maka dipakai nilai  $f_{ps}$  terkecil = 1265,88 MPa

Gaya internal tendon baja prategang:

$$\begin{aligned} T_{ps} &= A_{ps} \cdot f_{ps} \\ &= 6902,08 \cdot 1265,88 \cdot 10^{-3} \\ &= 8737,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tinggi balok tekan,

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{\frac{T_{ps}}{0,85 \cdot f'c} - B_{eff} \cdot h_0}{b_1 + h_0} \\
 &= \frac{\frac{8737,18}{0,85 \cdot 49,8} - 0,93 \cdot 0,25}{0,55 + 0,25} \\
 &= 0,22 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas,

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,22}{0,69} = 0,3188 \text{ m}$$

Gaya internal tekan beton,

$$C_c = \Sigma ( A_i \cdot 0,85 f'c )$$

Momen nominal,

$$M_n = \Sigma ( A_i \cdot 0,85 f'c \cdot y_i )$$

Keterangan:

$A_i$  = Luas penampang tekan beton

$y_i$  = Jarak pusat berat penampang tekan beton terhadap pusat berat baja *prestress*

Untuk perhitungan momen nominal dapat dilihat pada Tabel 5.39.

**Tabel 5.39 Gaya Tekan Beton dan Momen Nominal**

No	bi (m)	hi (m)	Kuat Tekan (KN)	Lengan (m)	MOMEN
Elemen 0	0.935	0.25	9894.51	1.625	16078.57
Elemen 1	0.55	-0.05	-1157.33	1.5248	-1764.75
Elemen 2	0.55	0.000	0.00	1.5497	0

$$CC = 8737,18 \text{ KN}$$

$$MN = 14313,81$$

Faktor reduksi untuk kekuatan lentur,  $\phi = 0,80$

Kapasitas momen ultimit balok *prestress*,

$$\begin{aligned} M_{uk} &= \phi \cdot Mn \\ &= 0,80 \cdot 14313,81 \\ &= 11451,05 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 5.4.9 Momen Ultimit Akibat Beban

Momen ultimit dihitung dengan mengalikan momen yang bekerja dengan faktor beban ultimit. Momen akibat gaya prategang harus dihitung dalam analisis pada penampang balok prategang. Analisis dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$\text{Gaya prategang efektif, } P_{eff} = 5130,20 \text{ kN}$$

$$\text{Eksentresitas tendon, } e's = 0,62 \text{ m}$$

Momen akibat gaya prategang,

$$\begin{aligned} M_{PR} &= - P_{eff} \cdot e's \\ &= - 5130,20 \cdot 0,62 \\ &= - 3197,13 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan momen ultimit akibat beban selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.40.

**Tabel 5.40 Perhitungan Momen *Ultimate* Akibat Beban yang Bekerja**

No	Aksi Beban	Faktor Beban Ultimit		Momen (kNm)	Momen Ultimate
<b>A.</b>	<b>Aksi Tetap</b>				
1	Berat sendiri	$K_{MS}$	1.3	4402.68	5723.48
2	Beban mati tambahan	$K_{MA}$	2	427.39	854.78
3	Susut dan rangkai	$K_{SR}$	1	0.00	0.00
4	prategang	$K_{PR}$	1	-3197.13	-3197.13
<b>B.</b>	<b>Aksi Transien</b>				
1	Beban lajur "D"	$K_{TD}$	1.8	2885.12	5193.22
2	Gaya rem	$K_{TB}$	2	35.37	70.73
3	Pejalan Kaki	$K_{TP}$	1.8	718.97	1294.16
<b>C.</b>	<b>Aksi Lingkungan</b>				
1	Beban angin	$K_{EW}$	1.2	605.31	726.37
2	Beban gempa	$K_{EQ}$	1	636.89	636.89
Jumlah Total Momen <i>Ultimate</i>					11302.51

Kontrol momen kapasitas dilakukan pada seluruh aksi pembebanan. Dengan nilai momen ultimit akibat beban = 11302,51 kNm < Momen kapasitas balok prategang = 11451,05 kNm, maka diperoleh hasil yang aman. Sehingga struktur balok prategang aman digunakan pada masa layan.

#### 5.4.10 Lendutan pada *I-Girder* Prategang

Balok *I-Girder* prategang dapat mengalami lendutan pada saat sebelum menjadi komposit dengan plat lantai kendaraan maupun setelah menjadi komposit.

##### 1. Lendutan Pada Keadaan Awal (*Transfer*),

###### a. Lendutan Saat *Transfer*

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *I-Girder* prategang,

$$e_s = 0,62 \text{ m}$$

$$\text{Momen inersia tampang } I\text{-Girder}, \quad I_x = 0,15 \text{ m}^4$$

$$\text{Gaya prategang awal}, \quad P_0 = 6278,50 \text{ kN}$$

$$\text{Momen balok}, \quad M_{balok} = 2440,625 \text{ kN/m}$$

Total lendutan saat transfer,

$$Q_{ptl} = \frac{8 \cdot P_o \cdot e_s}{L^2} = \frac{8 \cdot 6278,50 \cdot 0,62}{40^2} = 19,5637 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = \frac{8 \cdot M_{balok}}{L^2} = \frac{8 \cdot 2440,625}{40^2} = 12,2031 \text{ kN/m}$$

$$\delta_c = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-Q_{ptl} + Q_{balok}) \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-19,5637 + 12,2031) \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,15} \right) = -0,0429 \text{ m k atas}$$

b. Lendutan Setelah *Loss of Prestress*,

Tegangan efektif,  $P_{eff}$  = 5130,20 kN

$$Q_{peff} = \frac{8 \cdot P_{eff} \cdot e_s}{L^2} = \frac{8 \cdot 5130,20 \cdot 0,62}{40^2} = 15,9856 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = \frac{8 \cdot M_{balok}}{L^2} = \frac{8 \cdot 2440,625}{40^2} = 12,2031 \text{ kN/m}$$

$$\delta_c = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-Q_{peff} + Q_{balok}) \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-15,9856 + 12,2031) \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,15} \right) = -0,0220 \text{ m ke atas}$$

c. Lendutan Setelah Plat Dicor (Beton Muda)

Momen balok,  $M_{balok} = 2440,625 \text{ kN/m}$

Momen plat,  $M_{plat} = 1750 \text{ kN/m}$

Momen balok + plat  $M_{balok+plat} = 4190,625 \text{ kN/m}$

$$Q_{peff} = \frac{8 \cdot P_{eff} \cdot e_s}{L^2} = \frac{8 \cdot 5130,20 \cdot 0,62}{40^2} = 15,9856 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8 \cdot M_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8 \cdot 4190,625}{40^2} = 20,9531 \text{ kN/m}$$



$$\begin{aligned}\delta_c &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-Q_{peff} + Q_{balok+plat}) \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \right) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-15,9856 + 20,9531) \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,15} \right) = -0,0289 \text{ ke atas}\end{aligned}$$

d. Lendutan Setelah Plat dan Balok menjadi Komposit

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *I-Girder* prategang (saat komposit),  $e'_s = 0,95$  m

Momen inersia tampang *I-Girder* komposit,  $I_{xc} = 0,31$  m<sup>4</sup>

$$Q_{peff} = \frac{8 \cdot P_{eff} \cdot e'_s}{L^2} = \frac{8 \cdot 5130,20 \cdot 0,95}{40^2} = 24,3066 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8 \cdot M_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8 \cdot 4190,625}{40^2} = 20,9531 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta_c &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-Q_{peff} + Q_{balok+plat}) \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{(-24,3066 + 20,9531) \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) = -0,0095 \text{ m ke atas}\end{aligned}$$

2. Lendutan Pada Keadaan Akhir (*Service*)

Lendutan pada balok komposit terjadi akibat beban yang bekerja

a. Lendutan Akibat Berat Sendiri (*MS*)

$$\text{Beban merata akibat berat sendiri, } Q_{MS} = 22,9306 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momen inersia tampang } I\text{-Girder komposit, } I_{xc} = 0,31 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned}\delta_c &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{Q_{MS} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \cdot \left( \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^4 \cdot \text{m}^2}{\text{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^4} \right) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{22,9306 \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) = 0,0648 \text{ m ke bawah}\end{aligned}$$

b. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban merata akibat beban mati tambahan,  $Q_{MA} = 2,226 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_c &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{Q_{MA} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{2,226 \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) = 0,0062 \text{ m ke bawah}\end{aligned}$$

c. Lendutan Akibat Beban Lajur "D" (*TD*)

Beban terpusat akibat beban lajur "D",  $P_{TD} = 96,0400 \text{ kN}$

Beban merata akibat beban lajur "D",  $Q_{TD} = 11,0250 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\Delta_c &= \frac{1}{48} \cdot \left( \frac{P_{TD} \cdot L^3}{E_c \cdot I_{xc}} \right) + \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{Q_{TD} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \\ &= \frac{1}{48} \cdot \left( \frac{96,040 \cdot 40^3}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) + \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{11,0250 \cdot 40^4}{37930899,31 \cdot 0,31} \right) \\ &= 0,0420 \text{ m ke bawah}\end{aligned}$$

d. Lendutan Akibat Beban Rem (*TB*)

Beban momen akibat beban rem,  $M_{TB} = 88,4138 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_c &= 0,0642 \cdot \left( \frac{M_{TB} \cdot L^2}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \\ &= 0,0642 \cdot \left( \frac{88,4138 \cdot 40^2}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) \\ &= 0,00015 \text{ m ke bawah}\end{aligned}$$

e. Lendutan Akibat Beban Angin (*EW*)

Beban merata akibat beban angin,  $Q_{EW} = 3,1526 \text{ kN/m}$

$$\delta_c = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{Q_{EW} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{3,1526 \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) = 0,0089 \text{ m ke bawah}$$

f. Lendutan Akibat Beban Gempa ( $EQ$ )

Beban merata akibat beban gempa,  $Q_{EQ} = 3,3171 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \delta_c &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{Q_{EQ} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{3,3171 \cdot 40^4}{37930899,34 \cdot 0,31} \right) = 0,0093 \text{ m ke bawah} \end{aligned}$$

Untuk dapat mengetahui total dari lendutan yang terjadi pada balok *I-Girder*, rekapitulasi dapat dilihat pada Tabel 5.41.

**Tabel 5.41 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan pada Balok *I-Girder***

No	Jenis Beban Lendutan	Kode Beban	Lendutan (m)	Keterangan
<b>Lendutan Pada Keadaan Awal (<i>Transfer</i>)</b>				
a	saat transfer		-0.042880	CHAMBER
b	setelah loss of prestress		-0.022035	CHAMBER
C	setelah plat selesai dicor		0.028938	DEFLECTION
d	setelah plat dan balok menjadi komposit		-0.009485	CHAMBER
<b>Lendutan Pada Keadaan Akhir (<i>Service</i>)</b>				
a	Berat sendiri	MS	0.064858	DEFLECTION
b	Mati tambahan	MA	0.006296	DEFLECTION
c	Lajur "D"	TD	0.042049	DEFLECTION
e	Gaya rem	TB	0.000156	DEFLECTION
f	Angin	EW	0.008917	DEFLECTION
g	Gempa	EQ	0.009382	DEFLECTION
Total Lendutan			0.086198	

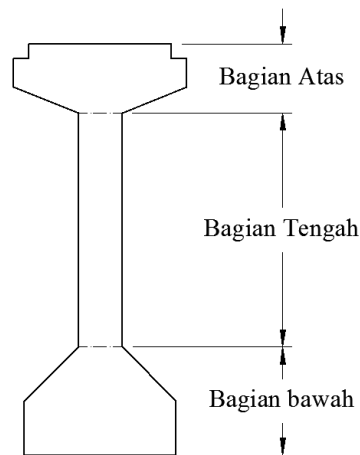
Total lendutan yang terjadi adalah  $\delta_T = 0,0861 \text{ m ke atas}$ .

Lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\delta = \frac{L}{240} = \frac{40}{240} = 0,16 \text{ m} > \delta_T = 0,0861 \text{ m} \quad \text{OK}$$

#### 5.4.11 Perhitungan Besi Non-Prategang

Ketentuan perhitungan tulangan non-prategang minimum pada balok prategangan dapat dilihat ketentuannya pada RSNI T 12-2004 pasal 6.8.9.8., yaitu luas tulangan non-prategang minimum harus dihitung dari 0,4%  $A$ . Perhitungan kebutuhan tulangan dibagi dalam beberapa bagian seperti tertera pada Gambar 5.50.



**Gambar 5.50 Bagian Penampang Pada Balok Prategang**

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter, D13.

$$\text{Luas tulangan, } A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,7323 \text{ mm}^2 = 0,000133 \text{ m}^2$$

##### 1. Bagian Atas

$$\text{Rasio tulangan susut, } \rho = 0,4\%$$

$$\text{Luas tampang bagian atas, } A_{atas} = 0,114 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagian atas, } A_{s_{atas}} &= 0,4\% \cdot A_{atas} = 0,4\% \cdot 0,114 \\ &= 0,00046 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan,

$$n = \frac{A_{s_{atas}}}{A_{1D}} = \frac{0,00046}{0,000133} = 3,45 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan **4-D13**

## 2. Bagian Tengah

Rasio tulangan susut,  $\rho = 0,4\%$

Luas tampang bagian tengah,  $A_{tengah} = 0,225 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian tengah,  $A_{s_{tengah}} = 0,4\% \cdot A_{tengah} = 0,4\% \cdot 0,225$   
 $= 0,0009 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan,

$$n = \frac{A_{s_{tengah}}}{A_{1D}} = \frac{0,0009}{0,000133} = 6,78 \approx 7 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan **7-D13**

## 3. Bagian Bawah

Rasio tulangan susut,  $\rho = 0,4\%$

Luas tampang bagian bawah,  $A_{bawah} = 0,1893 \text{ m}^2$

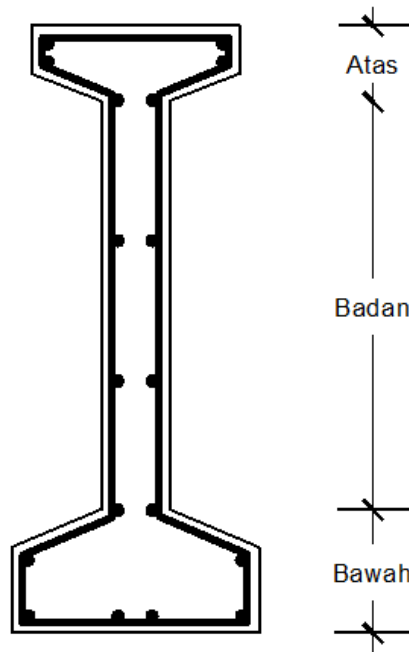
Luas tulangan bagian bawah,  $A_{s_{bawah}} = 0,4\% \cdot A_{bawah} = 0,4\% \cdot 0,1893$   
 $= 0,00076 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s_{bawah}}}{A_{1D}} = \frac{0,00076}{0,000133} = 5,70 \approx 6 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan **6-D13**

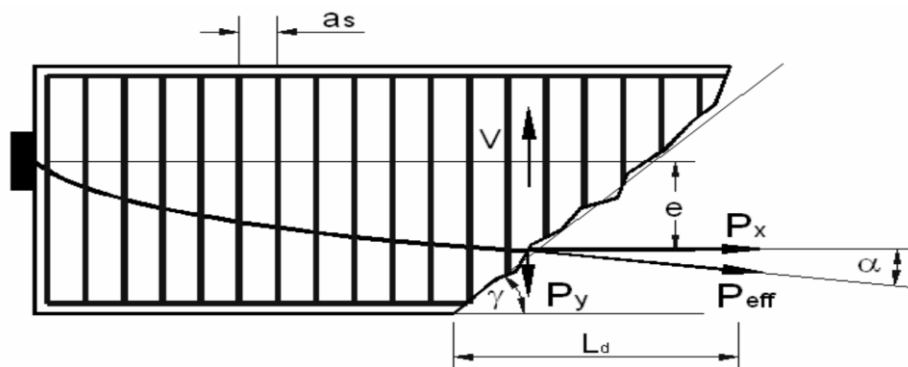
Hasil perhitungan tulangan non-prategang dapat dilihat pada Gambar 5.49.



**Gambar 5.51 Bagian Penampang Pada Balok Prategang**

#### 5.4.12 Tulangan Geser Balok Prategang

Tulangan geser pada balok prategang dibutuhkan selain untuk membentuk penampang balok prategang juga untuk menahan gaya geser balok prategang akibat beban kombinasi seperti terlihat pada RSNIT-02-2005 Tabel 40 diperoleh gaya geser ultimit terbesar pada ujung bentang pada kombinasi 4 pada Tabel 5.21.



**Gambar 5.52 Tulangan Geser I-Girder**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan tulangan geser pada jarak 5 m dari ujung tumpuan ( $X = 5$  m) adalah sebagai berikut.

Tegangan efektif,	$P_{eff}$	= 5130,20 kN
Bentang <i>I-Girder</i> ,	$L$	= 40 m
Eksentrisitas tendon,	$e_s$	= 0,6232 m
Luas penampang <i>I-Girder</i> ,	$A$	= 0,4881 m <sup>2</sup>
Inersia balok <i>I-Girder</i> ,	$I_x$	= 0,1508 m <sup>4</sup>
Statis momen <i>I-Girder</i> ,	$S_x$	= 0,1232 m <sup>3</sup>
Tahanan momen sisi atas,	$S_a$	= 0,1720 m <sup>3</sup>
Tahanan momen sisi bawah	$S_b$	= 0,2085 m <sup>3</sup>
Dipakai tulangan geser,	$D$	= 13 mm
Luas tulangan 1D,	$A_{1D}$	= $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$ = 132,732 mm <sup>2</sup> = 0,000133 m <sup>2</sup>

Eksentrisitas tendon,

$$\begin{aligned}
 e &= 4 \cdot e_s \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 4 \cdot 0,6232 \cdot \frac{5}{40^2} \cdot (40 - 5) \\
 &= 0,2726 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sudut kemiringan tendon,

$$\begin{aligned}
 \alpha &= ATAN \left[ 4 \cdot e_s \cdot \left( \frac{L - 2 \cdot X}{L^2} \right) \right] \\
 &= ATAN \left[ 4 \cdot 0,6232 \cdot \left( \frac{40 - 2 \cdot 5}{40^2} \right) \right] \\
 &= 0,0467 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

Komponen gaya arah x (horizontal),

$$\begin{aligned}
 P_x &= P_{eff} \cdot \cos \alpha \\
 &= 5130,20 \cdot \cos 0,0467
 \end{aligned}$$

$$= 5124,61 \text{ kN}$$

Komponen gaya arah y (vertikal),

$$\begin{aligned} P_y &= P_{eff} \cdot \sin \alpha \\ &= 5130,20 \cdot \sin 0,0467 \\ &= 239,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resultan gaya geser,

$$\begin{aligned} V_r &= V - P_y \quad (\text{V adalah gaya geser akibat kombinasi beban 4}) \\ &= 640,50 - 239,52 \\ &= 400,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan geser yang terjadi,

$$\begin{aligned} f_v &= V_r \cdot \frac{S_x}{b \cdot I_x} \\ &= 400,98 \cdot \frac{0,1232}{0,3 \cdot 0,1508} \\ &= 1092,25 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan beton di serat atas,

$$\begin{aligned} f_a &= -\frac{P_x}{A} + \frac{P_x \cdot e}{S_a} - \frac{M}{S_a} \\ &= -\frac{5130,20}{0,4881} + \frac{5130,20 \cdot 0,2726}{0,1720} - \frac{3696,24}{0,1720} \\ &= -23861,37 \text{ kPa} \end{aligned}$$



Sudut bidang geser,

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{1}{2} \cdot ATAN \cdot \left( \frac{2 \cdot fv}{fa} \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot ATAN \cdot \left( \frac{2 \cdot 1092,25}{-23861,37} \right) = -0,0456 \text{ rad}\end{aligned}$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$\begin{aligned}s &= \frac{fa \cdot A_{1D}}{fv \cdot b \cdot \tan \gamma} \\ &= \frac{-23861,37 \cdot 0,000133}{1092,25 \cdot 0,3 \cdot \tan(-0,0456)} = 0,211 \text{ m} = 211 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tegangan beton di serat bawah,

$$\begin{aligned}fb &= -\frac{Px}{A} + \frac{Px \cdot e}{Sb} - \frac{M}{Sb} \\ &= -\frac{5124,61}{0,4881} + \frac{5124,61 \cdot 0,2726}{0,2085} - \frac{3696,24}{0,2085} \\ &= -21520,35 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Sudut bidang geser,

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{1}{2} \cdot ATAN \cdot \left( \frac{2 \cdot fv}{fb} \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot ATAN \cdot \left( \frac{2 \cdot 1092,25}{-21520,35} \right) = -0,050 \text{ rad}\end{aligned}$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{fb \cdot A_{1D}}{fv \cdot b \cdot \tan \gamma} \\
 &= \frac{-21520,25 \cdot 0,000133}{1092,225 \cdot 0,3 \cdot \tan(-0,050)} \\
 &= 0,172 \text{ m} = 172,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh  $s = 211 \text{ mm}$  dan  $s = 172 \text{ mm}$ , maka dipakai jarak sengkang adalah  $100 \text{ mm}$ . Sehingga tulangan dipakai tulangan sengkang **D13-100**. Rekapitulasi perhitungan tulangan sengkang dapat dilihat pada Tabel 5.42, Tabel 5.43 dan Tabel 5.44.

Tabel 5.42 Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral

X (m)	Kombinasi 4		e (m)	$\alpha$ (rad)	Px (kN)	Py (kN)	Vr (kN)	fv (kPa)	fa (kPa)	Y (rad)	s (m)
	Momen M (kNm)	Geser V (kN)									
	0	0.00									
1	818.25	798.50	0.06076	0.05913	5121.24	303.20	495.30	1349.183	-13438.9	-0.09908	0.044336
2	1596.99	759.00	0.11841	0.05603	5122.15	287.29	471.71	1284.918	-16250.6	-0.07842	0.071209
3	2336.24	719.50	0.17294	0.05292	5123.02	271.38	448.12	1220.676	-18924.9	-0.06415	0.106787
4	3035.99	680.00	0.22435	0.04981	5123.84	255.45	424.55	1156.454	-21461.8	-0.05368	0.152822
5	3696.24	640.50	0.27265	0.04671	5124.61	239.52	400.98	1092.253	-23861.4	-0.04565	0.211596
6	4316.99	601.00	0.31783	0.04360	5125.33	223.59	377.42	1028.071	-26123.8	-0.03927	0.286122
7	4898.25	561.50	0.35990	0.04049	5126.00	207.64	353.86	963.9067	-28249.1	-0.03407	0.38045
8	5440.00	522.01	0.39885	0.03737	5126.62	191.69	330.31	899.7587	-30237.3	-0.02972	0.500119
9	5942.26	482.51	0.43468	0.03426	5127.19	175.74	306.77	835.6259	-32088.6	-0.02602	0.652869
10	6405.01	443.01	0.46740	0.03115	5127.72	159.78	283.23	771.5069	-33802.9	-0.02281	0.849786
11	6828.27	403.51	0.49700	0.02804	5128.19	143.81	259.69	707.4007	-35380.4	-0.01998	1.107192
12	7212.03	364.01	0.52349	0.02492	5128.61	127.85	236.16	643.3058	-36821	-0.01746	1.449924
13	7556.29	324.51	0.54686	0.02181	5128.98	111.87	212.64	579.221	-38125	-0.01519	1.917281
14	7861.05	285.01	0.56711	0.01869	5129.31	95.90	189.12	515.1451	-39292.1	-0.01311	2.574437
15	8126.32	245.51	0.58425	0.01558	5129.58	79.92	165.60	451.0768	-40322.6	-0.01118	3.535955
16	8352.08	206.02	0.59827	0.01246	5129.81	63.94	142.08	387.0149	-41216.5	-0.00939	5.018574
17	8538.35	166.52	0.60917	0.00935	5129.98	47.95	118.56	322.958	-41973.7	-0.00769	7.473836
18	8685.11	127.02	0.61696	0.00623	5130.10	31.97	95.05	258.9049	-42594.3	-0.00608	11.9755
19	8792.38	87.52	0.62164	0.00312	5130.18	15.99	71.53	194.8544	-43078.3	-0.00452	21.62524
20	8860.15	48.02	0.62320	0.00000	5130.20	0.00	48.02	130.8051	-43425.7	-0.00301	48.76449

Tabel 5.43 Tinjauan Geser Di Bawah Garis Netral

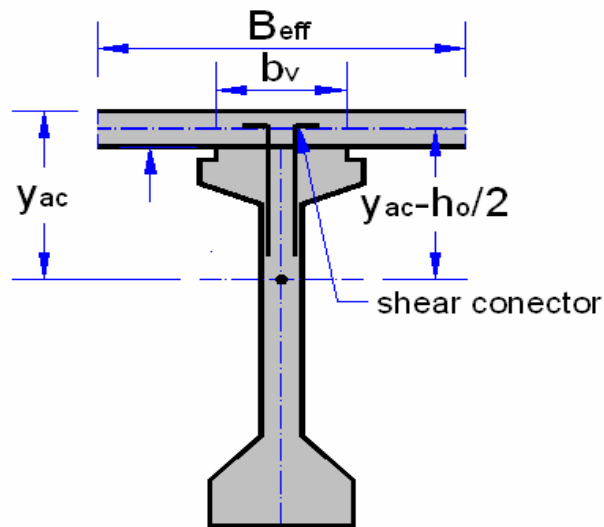
X (m)	Komb IV		e (m)	$\alpha$ (rad)	Px (kN)	Py (kN)	Vr (kN)	fv (kPa)	fb (kPa)	Y (rad)	as (m)
	Momen M	Geser V									
	(kNm)	(kN)									
0	0.00	838.00	0.00000	0.06224	5120.27	319.09	518.90	1413.473	-10489.7	-0.13162	0.024802
1	818.25	798.50	0.06076	0.05913	5121.24	303.20	495.30	1349.183	-12922.6	-0.10293	0.041027
2	1596.99	759.00	0.11841	0.05603	5122.15	287.29	471.71	1284.918	-15242.1	-0.08352	0.062697
3	2336.24	719.50	0.17294	0.05292	5123.02	271.38	448.12	1220.676	-17448.1	-0.06951	0.090837
4	3035.99	680.00	0.22435	0.04981	5123.84	255.45	424.55	1156.454	-19540.9	-0.05891	0.126765
5	3696.24	640.50	0.27265	0.04671	5124.61	239.52	400.98	1092.253	-21520.4	-0.05058	0.172195
6	4316.99	601.00	0.31783	0.04360	5125.33	223.59	377.42	1028.071	-23386.7	-0.04385	0.229394
7	4898.25	561.50	0.35990	0.04049	5126.00	207.64	353.86	963.9067	-25139.9	-0.03827	0.301403
8	5440.00	522.01	0.39885	0.03737	5126.62	191.69	330.31	899.7587	-26780	-0.03355	0.392386
9	5942.26	482.51	0.43468	0.03426	5127.19	175.74	306.77	835.6259	-28307.1	-0.02949	0.508161
10	6405.01	443.01	0.46740	0.03115	5127.72	159.78	283.23	771.5069	-29721.3	-0.02593	0.65706
11	6828.27	403.51	0.49700	0.02804	5128.19	143.81	259.69	707.4007	-31022.6	-0.02279	0.851348
12	7212.03	364.01	0.52349	0.02492	5128.61	127.85	236.16	643.3058	-32211.1	-0.01996	1.109695
13	7556.29	324.51	0.54686	0.02181	5128.98	111.87	212.64	579.221	-33286.7	-0.01739	1.461636
14	7861.05	285.01	0.56711	0.01869	5129.31	95.90	189.12	515.1451	-34249.5	-0.01504	1.956154
15	8126.32	245.51	0.58425	0.01558	5129.58	79.92	165.60	451.0768	-35099.6	-0.01285	2.679351
16	8352.08	206.02	0.59827	0.01246	5129.81	63.94	142.08	387.0149	-35836.9	-0.0108	3.794125
17	8538.35	166.52	0.60917	0.00935	5129.98	47.95	118.56	322.958	-36461.5	-0.00886	5.639843
18	8685.11	127.02	0.61696	0.00623	5130.10	31.97	95.05	258.9049	-36973.4	-0.007	9.023518
19	8792.38	87.52	0.62164	0.00312	5130.18	15.99	71.53	194.8544	-37372.7	-0.00521	16.27628
20	8860.15	48.02	0.62320	0.00000	5130.20	0.00	48.02	130.8051	-37659.2	-0.00347	36.67365

**Tabel 5.44 Rekapitulasi Tulangan Sengkang yang Digunakan**

<b>X (m)</b>	<b>Jarak sengkang D13-</b>		
	Tinjauan Geser-1	Tinjauan Geser-2	Jarak yg diambil
0	25	25	50
1	44	41	50
2	71	63	50
3	107	91	100
4	153	127	100
5	212	172	100
6	286	229	150
7	380	301	150
8	500	392	150
9	653	508	150
10	850	657	150
11	1107	851	200
12	1450	1110	200
13	1917	1462	200
14	2574	1956	200
15	3536	2679	200
16	5019	3794	250
17	7474	5640	250
18	11976	9024	250
19	21625	16276	250
20	48764	36674	250

#### **5.4.13 Shear Connector**

Lantai jembatan dan gelagar beton prategang merupakan hubungan komposit, tetapi tidak dicor dalam satu kesatuan. Untuk itu perlu diberi tulangan geser agar hubungan antara lantai jembatan dengan gelagar beton agar dapat bekerja secara bersamaan saat menahan beban. *Shear connector* diletakkan seperti terlihat pada Gambar 5.53.



**Gambar 5. 53 Penampang Gelagar dengan *Shear Connector***  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dimensi:

$$B_{eff} = 0,93 \text{ m}$$

$$H_0 = 0,25 \text{ m (tebal plat)}$$

$$B_v = 0,55 \text{ m (lebar bidang gesek antara plat dan balok)}$$

*Section properties,*

$$Y_{ac} = 0,80 \text{ m}$$

$$I_{xc} = 0,31 \text{ m (Inersia penampang balok komposit)}$$

Tegangan geser pada balok tidak boleh melebihi nilai  $0,2 \cdot f_{ci}$  (Sumber: SNIT-12-2004 Pasal 5.2.8). Apabila nilai tegangan geser yang terjadi lebih besar maka penampang harus diperbesar.

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 49,8 \text{ MPa} = 49800 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin beton, } f_{ci} = 0,30 \cdot f'_c = 14940 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan ijin geser, } f_{vi} = 0,20 \cdot f_{ci} = 2998 \text{ kPa}$$

Mutu baja, U-39

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 39 \cdot 10^4 = 390000 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin, } f_s = 0,578 \cdot f_y = 225420 \text{ kPa}$$

Nilai  $k_f = 1$

Momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit.

$$\begin{aligned} S_x &= b_{eff} \cdot h_0 \cdot \left( y_{ac} - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 0,93 \cdot 0,25 \cdot \left( 0,85 - \frac{0,25}{2} \right) \\ &= 0,1583 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Gaya lintang pada penampang yang ditinjau pada jarak 5 m adalah:

$$V_i = 1001,89 \text{ kN}$$

Tegangan geser horizontal akibat gaya lintang pada penampang yang ditinjau (pada  $x = 5 \text{ m}$ ) dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} f_v &= V_i \cdot \left( \frac{S_x}{B_v \cdot I_{xc}} \right) \\ &= 1094,790 \cdot \left( \frac{0,1583}{0,55 \cdot 0,31} \right) \\ &= 928,36 \text{ kpa.} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan dengan diameter, D13.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 = 0,000133 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Digunakan shear connector  $n = 2$  buah.

Luas total shear connector:

$$A_{st} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,0013^2 = 0,00027 \text{ m}^2$$

Jarak antara shear connector:

$$\begin{aligned} s &= f_s \cdot A_{st} \cdot k_f / (f_v \cdot B_v) \\ &= 225420 \cdot 0,00027 \cdot 1 / (928,36 \cdot 0,55) \\ &= 0,117 \text{ m} = 117 \text{ mm} \end{aligned}$$

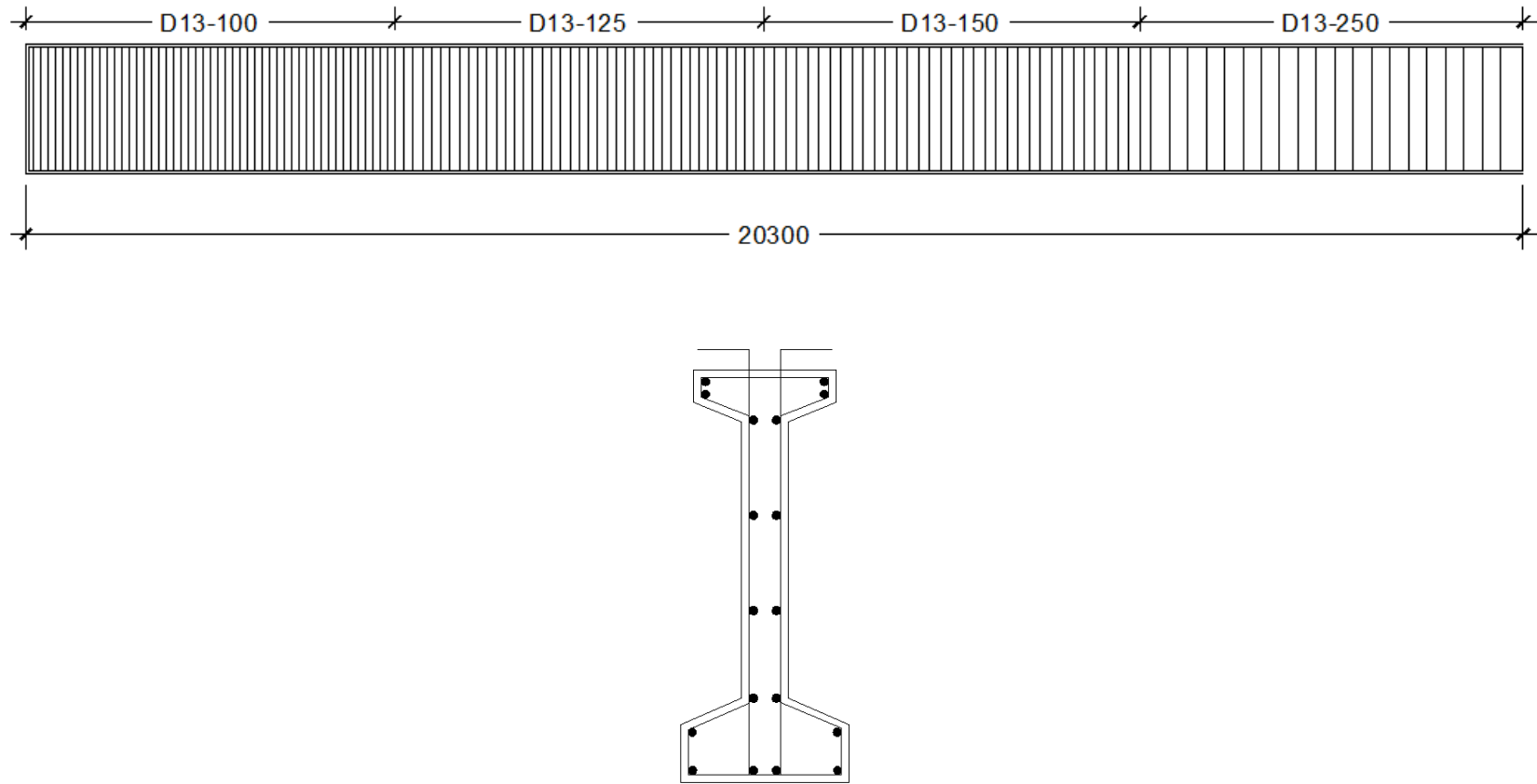
Maka diambil jarak antar shear connector sebesar 100 mm.

Perhitungan analisis *shear connector* dapat dilihat pada Tabel 5.45.



Tabel 5.45 Hasil Jarak *Shear Connector*

x	KOMB-1	KOMB-2	KOMB-3	KOMB-4	KOMB-1	KOMB-2	KOMB-3	KOMB-4	Kontrol	KOMB-1	KOMB-2	KOMB-3	KOMB-4	diambil
	Vi	Vi	Vi	Vi	fv	fv	fv	fv	fvl =	as	as	as	as	jarak shear
(cm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	2988	(mm)	(m)	(m)	(m)	conec (mm)
0	1226.70	1226.70	1302.36	1288.62	1136.68	1136.68	1206.79	1194.05	AMAN	95.7	95.7	90.2	91.1	100
1	1170.39	1170.39	1242.27	1228.99	1084.50	1084.50	1151.10	1138.80	AMAN	100.3	100.3	94.5	95.5	100
2	1114.07	1114.07	1182.17	1169.36	1032.32	1032.32	1095.42	1083.55	AMAN	105.4	105.4	99.3	100.4	100
3	1057.76	1057.76	1122.08	1109.73	980.14	980.14	1039.73	1028.29	AMAN	111.0	111.0	104.6	105.8	100
4	1001.45	1001.45	1061.98	1050.10	927.96	927.96	984.05	973.04	AMAN	117.2	117.2	110.6	111.8	100
5	945.14	945.14	1001.89	990.47	875.78	875.78	928.36	917.79	AMAN	124.2	124.2	117.2	118.5	100
6	888.83	888.83	941.79	930.85	823.60	823.60	872.68	862.54	AMAN	132.1	132.1	124.7	126.1	125
7	832.51	832.51	881.70	871.22	771.42	771.42	816.99	807.28	AMAN	141.0	141.0	133.2	134.8	125
8	776.20	776.20	821.60	811.59	719.24	719.24	761.31	752.03	AMAN	151.3	151.3	142.9	144.7	125
9	719.89	719.89	761.51	751.96	667.06	667.06	705.62	696.78	AMAN	163.1	163.1	154.2	156.2	125
10	663.58	663.58	701.41	692.33	614.88	614.88	649.94	641.52	AMAN	176.9	176.9	167.4	169.6	125
11	607.27	607.27	641.32	632.70	562.70	562.70	594.25	586.27	AMAN	193.4	193.4	183.1	185.6	150
12	550.96	550.96	581.22	573.07	510.52	510.52	538.57	531.02	AMAN	213.1	213.1	202.0	204.9	150
13	494.64	494.64	521.13	513.44	458.34	458.34	482.88	475.76	AMAN	237.4	237.4	225.3	228.7	150
14	438.33	438.33	461.03	453.81	406.16	406.16	427.20	420.51	AMAN	267.9	267.9	254.7	258.7	150
15	382.02	382.02	400.94	394.18	353.99	353.99	371.51	365.26	AMAN	307.4	307.4	292.9	297.9	150
16	325.71	325.71	340.84	334.56	301.81	301.81	315.83	310.00	AMAN	360.5	360.5	344.5	351.0	250
17	269.40	269.40	280.75	274.93	249.63	249.63	260.14	254.75	AMAN	435.9	435.9	418.2	427.1	250
18	213.08	213.08	220.65	215.30	197.45	197.45	204.46	199.50	AMAN	551.0	551.0	532.1	545.4	250
19	156.77	156.77	160.56	155.67	145.27	145.27	148.77	144.25	AMAN	749.0	749.0	731.3	754.3	250
20	100.46	100.46	100.46	96.04	93.09	93.09	93.09	88.99	AMAN	1168.8	1168.8	1168.8	1222.6	250

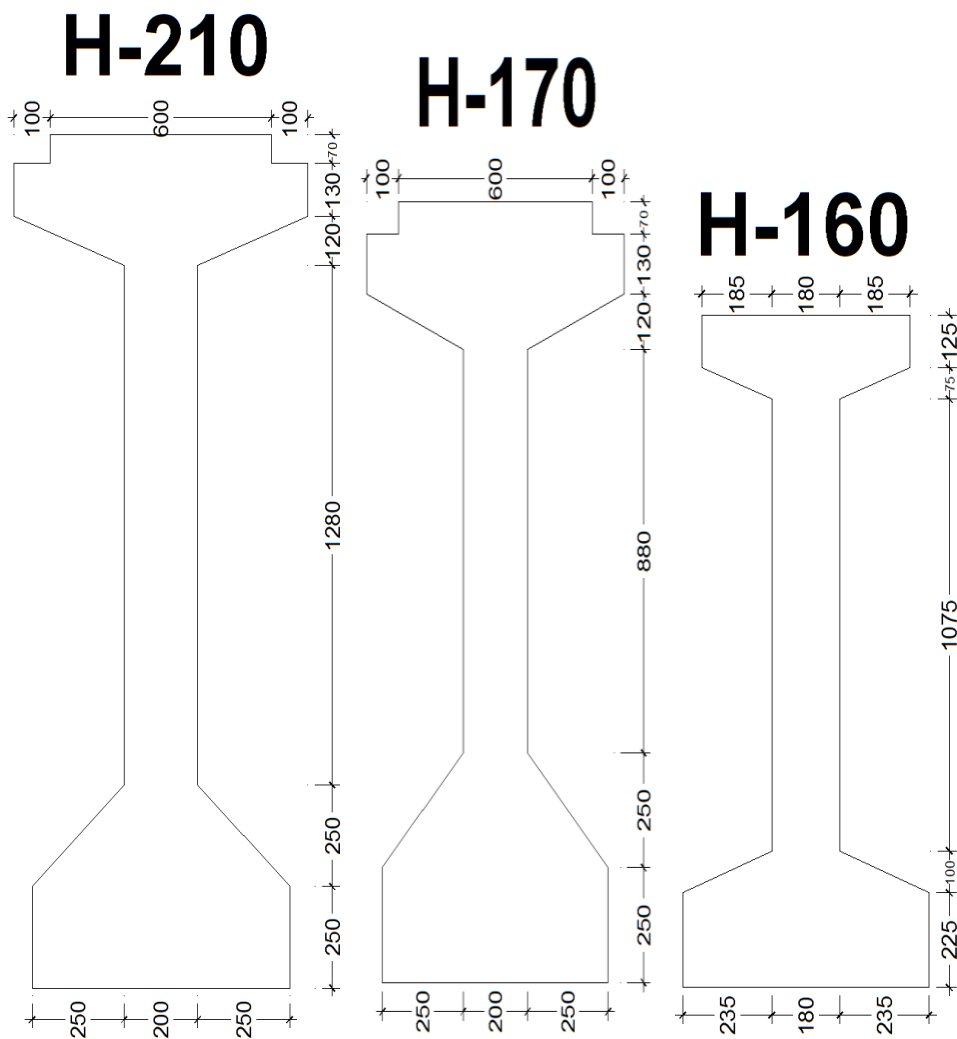


Gambar 5.54 Gambar Penulangan Geser dan *Shear Conector*

## 5.5 Rincian Anggaran Biaya

Pada penelitian ini hal yang diteliti terfokus pada *PCI Girder* yang digunakan karena struktur jembatan yang lain sama maka tidak perlu dicari biayanya, adapun *PCI Girder* yang digunakan dalam penelitian ini terdiri dari 5 variasi mutu beton dan tinggi girder. Penampang *PCI Girder* yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Mutu beton yang digunakan dalam penelitian ini adalah  $f_c' = 33,2$  MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa dan 66,4 MPa.
2. Penampang *PCI Girder* yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.53 di bawah ini.



Gambar 5.55 Profil PC I Girder

3. Kombinasi profil PCI dan mutu beton yang digunakan (lihat Tabel 5.46)

**Tabel 5.46 Skema Perencanaan Kombinasi**

Tinggi PCI Girder	Mutu Beton (MPa)				
	33,2	41,5	49,8	58,1	66,4
H-210	✓	✓	✓	✓	✓
H-170	✓	✓	✓	✓	✓
H-160			✓	✓	✓

4. Daftar harga beton yang digunakan ( lihat Tabel 5.47 )

**Tabel.5.47 Harga satuan beton**

Mutu Beton	Harga satuan per m <sup>3</sup>
33,2 MPa	Rp 940.000,00
41,5 MPa	Rp 1.100.000,00
49,8 MPa	Rp 1.200.000,00
58,1 MPa	Rp 1.350.000,00
66,6 MPa	Rp 1.500.000,00

5. Harga baja tulangan dan baja prategang
- Harga baja tulangan Rp. 18.531,25/Kg
  - Harga baja prategang Rp. 11.000,00/Kg

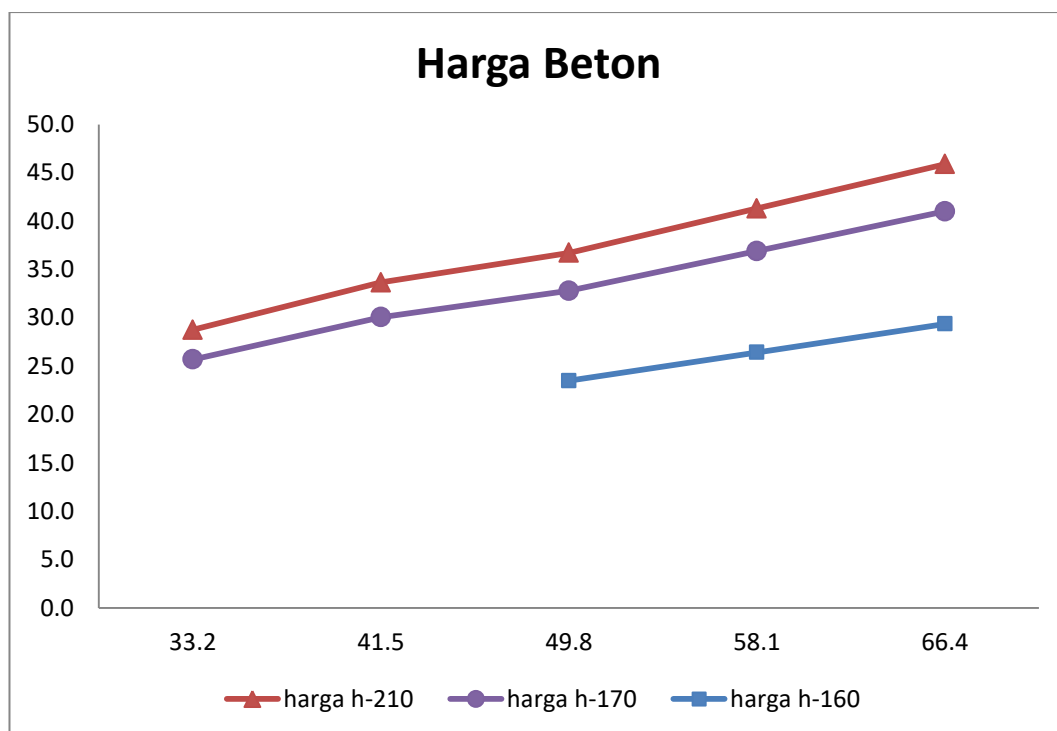
Rincian anggaran harga *PCI Girder* dihitung berdasarkan jumlah volume material yang digunakan dikalikan dengan harga satuan volume material yang ada. Harga *PCI Girder* tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.48.

**Tabel 5.48 Harga girder perbatang**

No	Elemen	Sat	Volume	Harga Satuan (Rp)	Harga Total (Rp)	Jumlah (Rp)
1	H-210 ; 33,2MPa					Rp 80,891,197.40
	Beton	m <sup>3</sup>	30.600	940000	28764000	
	Baja Tulangan	kg	3394.33536	8000	27154682.88	
	Baja Prategang	kg	2270.228592	11000	24972514.52	
2	H-210 ; 41,5MPa					Rp 85,208,363.47
	Beton	m <sup>3</sup>	30.6	1100000	33660000	
	Baja Tulangan	kg	3086.39136	8000	24691130.88	
	Baja Prategang	kg	2441.566599	11000	26857232.59	
3	H-210 ; 49,8MPa					Rp 88,850,503.63
	Beton	m <sup>3</sup>	30.6	1200000	36720000	
	Baja Tulangan	kg	2864.67168	8000	22917373.44	
	Baja Prategang	kg	2655.739108	11000	29213130.19	
4	H-210 ; 58,1MPa					Rp 93,551,464.27
	Beton	m <sup>3</sup>	30.6	1350000	41310000	
	Baja Tulangan	kg	2642.952	8000	21143616	
	Baja Prategang	kg	2827.077115	11000	31097848.27	
5	H-210 ; 66,4MPa					Rp 97,069,919.94
	Beton	m <sup>3</sup>	30.6	1500000	45900000	
	Baja Tulangan	kg	2273.4192	8000	18187353.6	
	Baja Prategang	kg	2998.415122	11000	32982566.34	
6	H-170 ; 33,2MPa					Rp 74,943,551.96
	Beton	m <sup>3</sup>	27.336	940000	25695840	
	Baja Tulangan	kg	3034.39968	8000	24275197.44	
	Baja Prategang	kg	2270.228592	11000	24972514.52	
7	H-170 ; 41,5MPa					Rp 82,555,134.67
	Beton	m <sup>3</sup>	27.336	1100000	30069600	
	Baja Tulangan	kg	2909.05056	8000	23272404.48	
	Baja Prategang	kg	2655.739108	11000	29213130.19	
8	H-170 ; 49,8MPa					Rp 86,504,924.11
	Beton	m <sup>3</sup>	27.336	1200000	32803200	
	Baja Tulangan	kg	2825.48448	8000	22603875.84	
	Baja Prategang	kg	2827.077115	11000	31097848.27	
9	H-170 ; 58,1MPa					Rp 91,570,815.30
	Beton	m <sup>3</sup>	27.336	1350000	36903600	
	Baja Tulangan	kg	2710.58112	8000	21684648.96	
	Baja Prategang	kg	2998.415122	11000	32982566.34	
10	H-170 ; 66,4MPa					Rp 95,717,479.62
	Beton	m <sup>3</sup>	27.336	1500000	41004000	
	Baja Tulangan	kg	2480.7744	8000	19846195.2	
	Baja Prategang	kg	3169.753129	11000	34867284.42	

11	H-160 ; 49,8MPa					Rp 69,261,904.59
	Beton	m <sup>3</sup>	19.584	1200000	23500800	
	Baja Tulangan	kg	2362.984	8000	18903872	
12	H-160 ; 58,1MPa					Rp 72,637,439.95
	Beton	m <sup>3</sup>	19.584	1350000	26438400	
	Baja Tulangan	kg	2241.0336	8000	17928268.8	
13	H-160 ; 66,4MPa					Rp 75,337,557.71
	Beton	m <sup>3</sup>	19.584	1500000	29376000	
	Baja Tulangan	kg	2034.656	8000	16277248	
	Baja Prategang	kg	2441.566599	11000	26857232.59	
	Baja Prategang	kg	2570.070105	11000	28270771.15	
	Baja Prategang	kg	2698.57361	11000	29684309.71	

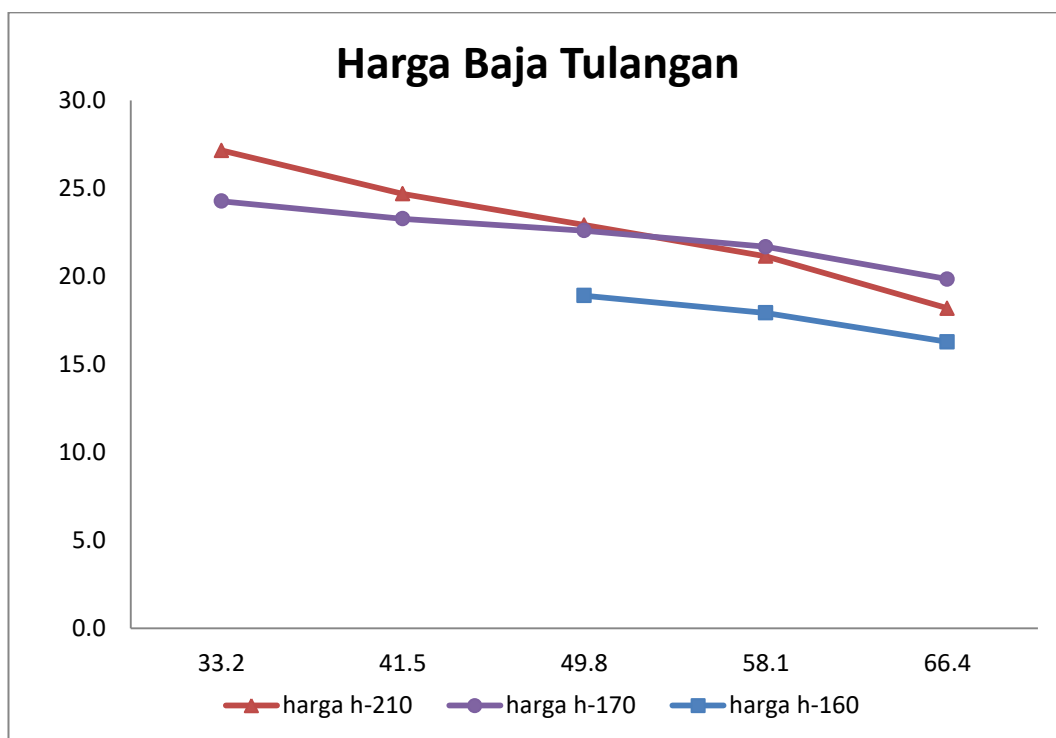
Dari data pada Tabel 5.48 didapatkan grafik perbandingan harga material PCI Girder dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 5.56-5.59.



**Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Harga Beton**

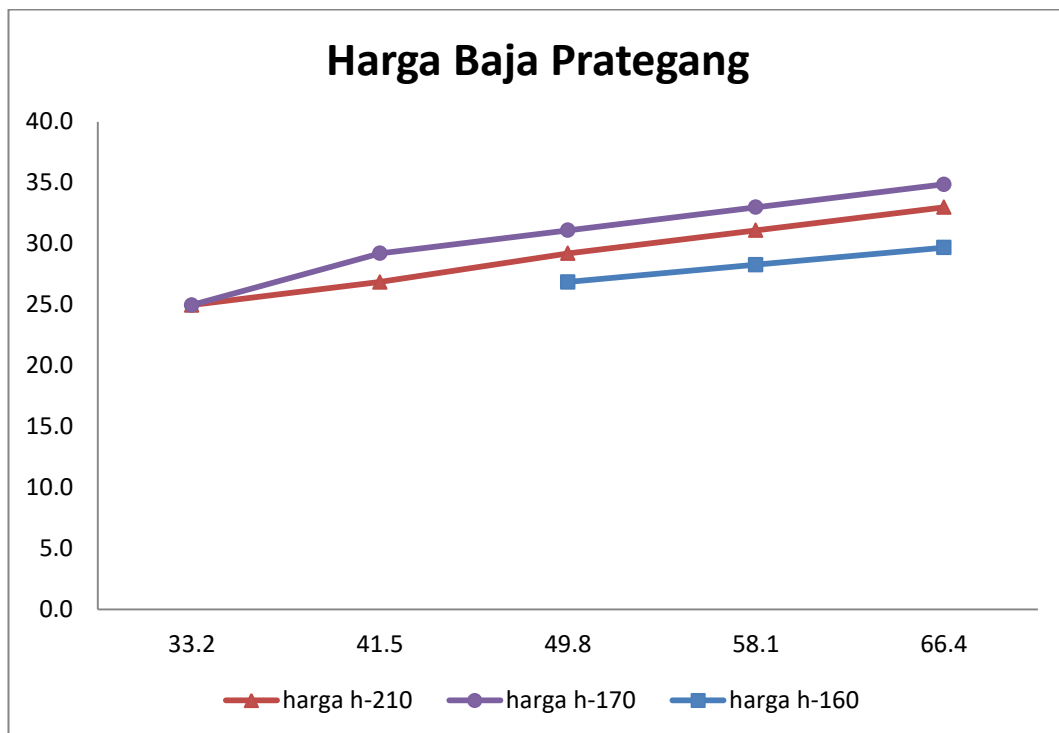
Dari Gambar 5.56 dapat disimpulkan bahwa semakin tinggi mutu beton maka harganya semakin naik. Hal ini menjelaskan bahwa parameter mutu beton dan volumenya berbanding lurus. Untuk kombinasi h-160 dengan mutu beton 33,2 MPa dan 41,5 MPa tidak dimasukkkan karena berdasarkan analisis yang telah

dilakukan pada kombinasi tersebut tidak dapat memenuhi kondisi layan. Harga terendah pada beton terletak pada H-160 dengan  $f_c'$  49,8 MPa. Harga tertinggi pada beton terletak pada H-210 dengan  $f_c'$  66,4 MPa.



**Gambar 5.57 Grafik Perbandingan Harga Baja Tulangan**

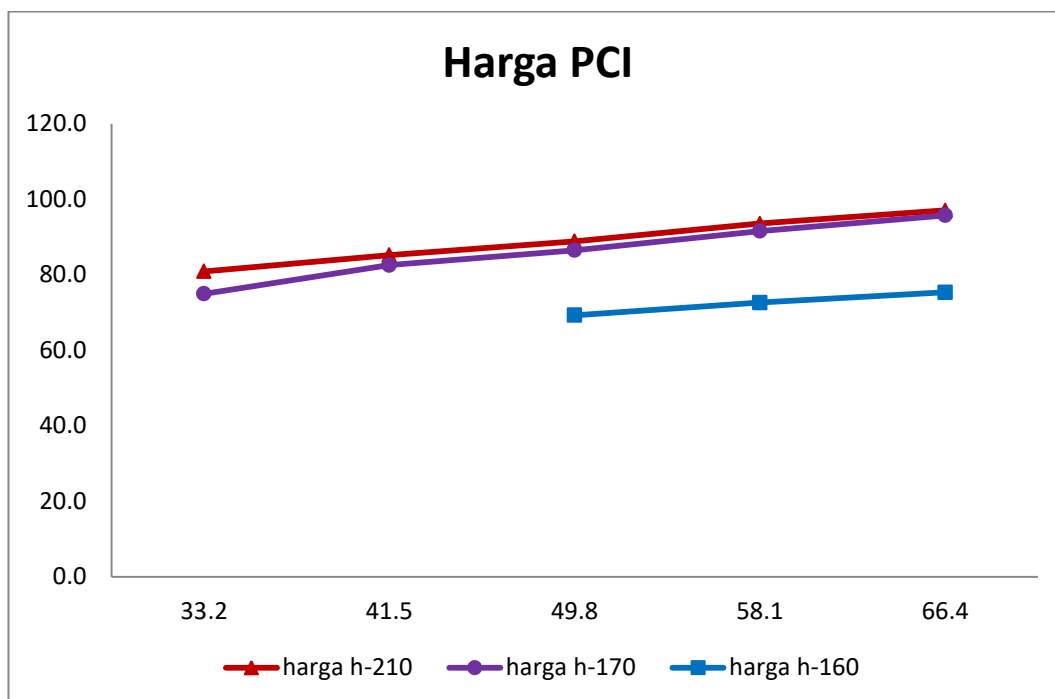
Dari Gambar 5.57 dapat disimpulkan bahwa semakin tinggi mutu beton maka harga baja tulangan semakin turun. Hal ini disebabkan karena semakin tinggi mutu beton kebutuhan tulangan semakin sedikit. Untuk kombinasi h-160 dengan mutu beton 33,2 MPa dan 41,5 MPa tidak dimaskukkan karena berdasarkan analisis yang telah dilakukan pada kombinasi tersebut tidak dapat memenuhi kondisi layan. Harga terendah pada baja tulangan terletak pada H-160 dengan  $f_c'$  66,4 MPa. Harga tertinggi pada baja tulangan terletak pada H-210 dengan  $f_c'$  33,2 MPa.



**Gambar 5.58 Grafik Perbandingan Harga Baja Prategang**

Dari Gambar 5.58 dapat disimpulkan bahwa semakin tinggi mutu beton maka harga baja prategang semakin naik. Hal ini disebabkan semakin tinggi mutu beton kebutuhan standar baja prategang semakin banyak. Untuk kombinasi h-160 dengan mutu beton 33,2 MPa dan 41,5 MPa tidak dimasukkkan karena berdasarkan analisis yang telah dilakukan pada kombinasi tersebut tidak dapat memenuhi kondisi layan. Harga terendah pada baja prategang terletak pada H-170 dengan  $f_c'$  33,2 MPa. Harga tertinggi pada baja prategang terletak pada H-170 dengan  $f_c'$  66,4 MPa.





**Gambar 5.59 Grafik Perbandingan Harga PC I Girder**

Dari Gambar 5.58 dapat disimpulkan bahwa semakin tinggi mutu beton maka harga *PCI Girder* semakin naik. Hal ini dipengaruhi oleh akumulasi harga material *PCI Girder* yang digunakan. Untuk kombinasi h-160 dengan mutu beton 33,2 MPa dan 41,5 MPa tidak dimasukkkan karena berdasarkan analisis yang telah dilakukan pada kombinasi tersebut tidak dapat memenuhi kondisi layan. Harga terendah pada baja PCI terletak pada H-160 dengan  $f_c'$  49,8 MPa. Harga tertinggi pada PCI terletak pada H-210 dengan  $f_c'$  66,4 MPa.

## 5.6 Perhitungan Kepala Jembatan ( *Abutment* )

### 5.6.1. Data Teknis

Perencanaan kepala jembatan/*abutment* Jembatan Buntung ini memerlukan beberapa data untuk perencanaan. Adapun data perencanaan untuk *abutment* sebagai berikut :

Data struktur atas jembatan :

1. Panjang bentang jembatan (L) = 40 m
2. Tebal slab lantai jembatan ( $t_s$ ) = 0,25 m
3. Tebal lapisan aspal + overlay ( $t_a$ ) = 0,05 m

- |                                       |          |
|---------------------------------------|----------|
| 4. Tebal genangan air hujan ( $t_h$ ) | = 0,05 m |
| 5. Lebar jalur lalu lintas ( $b_1$ )  | = 6 m    |
| 6. Lebar trotoar ( $b_2$ )            | = 1 m    |
| 7. Tebal trotoar ( $t_t$ )            | = 0,30 m |
| 8. Lebar total jembatan ( $b$ )       | = 9 m    |

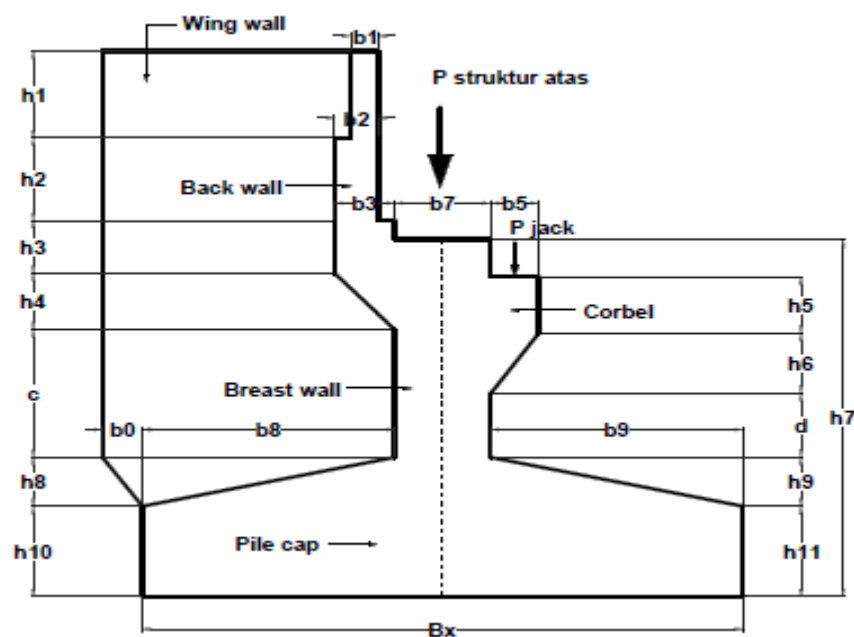
Bagian-bagian abutment jembatan:

1. *Breast wall*
2. *Back wall*
3. *Wing wall*
4. *Pile cap*

Data *abutment* :

- |   |          |
|---|----------|
| 1. Lebar pile cap; $B_x$                  | = 4 m    |
| 2. Panjang pile cap; $B_y$                | = 9 m    |
| 3. Tebal pile cap; $h_p$                  | = 1 m    |
| 4. Tinggi abutment keseluruhan; $H_{tot}$ | = 6,77 m |

Data – data teknis lain disajikan pada Tabel 5.49 dan *abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.60.



**Gambar 5.60 Struktur Bawah Abutment**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

**Tabel 5.49 Data Teknis Struktur Bawah Abutment**

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi	Nilai	Satuan
$h_1$	1.23	$b_1$	0.30	Panjang Abutmen	$B_y$	9	m
$h_2$	0.54	$b_2$	0.60	Tebal wing-wall	$h_w$	0.3	m
$h_3$	0.66	$b_3$	0.78	<b>Tanah Timbunan</b>			
$h_4$	0.76			Berat volume	$w_s$	17.2	$\text{kN/m}^3$
$h_5$	0.50	$b_5$	0.50	Sudut gesek	$\phi$	31	$^\circ$
$h_6$	0.80			Kohesi	$c$	0	kPa
$h_7$	4.75	$b_7$	0.92	<b>Tanah Asli (di dasar pile cap)</b>			
$h_8$	0.25	$b_8$	1.50	Berat volume	$w_s$	18.5	$\text{kN/m}^3$
$h_9$	0.25	$b_9$	1.50	Sudut gesek	$\phi$	31	$^\circ$
$h_{10}$	1.00	$b_0$	1.60	Kohesi	$c$	0	kPa
$h_{11}$	1.00			<b>Bahan Struktur</b>			
$c$	2.33	$B_x$	4.00	Mutu Beton	K-	250	
$d$	1.70			Mutu Baja Tulangan	U-	39	

### 5.6.2. Pembebanan Pada Abutment Jembatan

Desain struktur abutment dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, kemudian aksi-aksi tekanan tanah sebagai pengaruh beban arah horizontal abutment. Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan pada Tabel 5.50, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimit untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan. Kombinasi yang digunakan berdasarkan RSNIT-02-2005 Tabel 40 yang dapat dilihat pada Tabel 5.51.

**Tabel 5.50 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan**

Aksi / Beban	Simbol	Kombinasi Pembebanan			
		1	2	3	4
<b>A. Aksi Permanen</b>					
1. Berat sendiri	MS	√	√	√	√
2. Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√
3. Tekanan tanah	TA	√	√	√	√
<b>B. Aksi Transien</b>					
1. Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√
2. Gaya Rem	TB	√	√	√	
3. Pejalan Kaki	TP		√	√	
<b>C. Aksi Khusus</b>					
1. Beban Angin	EW			√	
2. Beban Gempa	EQ				√

Pada perencanaan abutment di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari *abutment*.

1. Berat Sendiri ( MS )

a. Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi *I girder prestress*, trotoar, dan dinding pagar tepi. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada Tabel 5.51.

**Tabel 5.51 Tabel Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas**

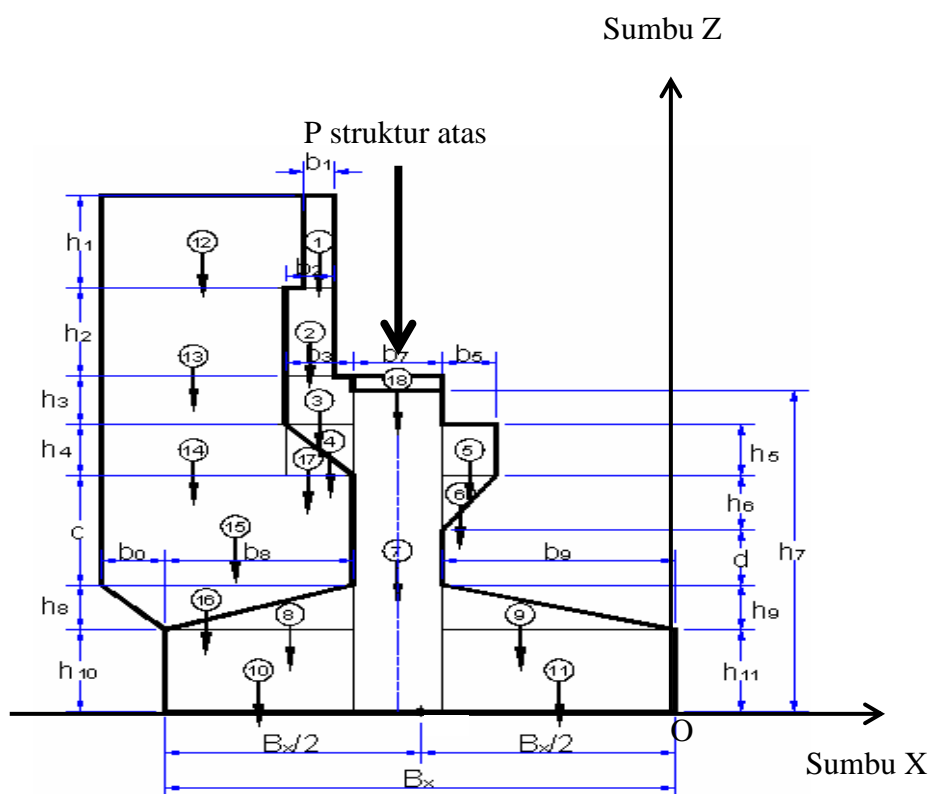
No	Jenis Beban Berat sendiri	jumlah	Volume	Berat Volume	Beban
		n	V	w	QMS
			(m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN)
1	Balok Prategang	6	20	25.0	2940.000
2	Plat Lantai	1	90	25.0	7.500
3	Deck Slab	5	6.4	25.0	800.000
4	Dinding Tepi	2	18.6	25.0	930.000
5	Diafragma	6	1.5	25.0	225.000
Total Berat Sendiri Struktur Atas				P <sub>MS</sub> =	4902.500

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = \frac{1}{2} \cdot W_{MS} = \frac{1}{2} \cdot 4902,500 = 2451,25 \text{ kN}$$

b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *abutment*, *wing wall* dan tanah timbunan, gambar struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.61.



**Gambar 5.61 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Berat jenis beton,  $w_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Tebal *wingwall*,  $h_w = 0,3 \text{ m}$

$2 \times$  tebal *wingwall* =  $0,6 \text{ m}$

Untuk perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri untuk pengecekan stabilitas guling dan geser dapat dilihat pada tabel 5.52.

**Tabel 5.52 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Stabilitas Guling dan Geser**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan X (m)	Momen X (kNm)	Lengan Y (m)	Momen Y (kNm)
	b	h	shape	direc					
ABUTMENT									
1	0.30	1.23	1	-1	83.03	2.750	-228.319	4.5	-373.61
2	0.60	0.54	1	-1	72.90	2.900	-211.410	4.5	-328.05
3	0.78	0.66	1	-1	115.83	2.850	-330.116	4.5	-521.24
4	0.78	0.76	0.5	-1	66.69	2.760	-184.064	4.5	-300.11
5	0.50	0.50	1	1	56.25	1.250	70.313	4.5	253.13
6	0.50	0.80	0.5	1	45.00	1.333	59.985	4.5	202.50
7	0.92	4.75	1	-1	983.25	2.010	- 1976.333	4.5	-4424.63
8	1.50	0.25	0.5	-1	42.19	3.000	-126.563	4.5	-189.84
9	1.50	0.25	0.5	1	42.19	1.000	42.188	4.5	189.84
10	1.50	1.00	1	-1	337.50	3.250	- 1096.875	4.5	-1518.75
11	1.50	1.00	1	1	337.50	0.750	253.125	4.5	1518.75
WING WALL									
12	2.62	1.23	1	-1	48.34	4.250	-205.441	4.5	-217.53
13	2.32	1.20	1	-1	41.76	4.400	-183.744	4.5	-187.92
14	2.32	0.76	1	-1	26.45	4.400	-116.371	4.5	-119.02
15	3.10	2.33	1	-1	108.35	4.080	-442.048	4.5	-487.55
16	1.50	0.25	0.5	-1	2.81	4.567	-12.844	4.5	-12.66
17	0.78	0.76	0.5	-1	4.45	2.967	-13.190	4.5	-20.01
18	Lateral stop block		0.2	-1	10	0	0	4.5	-45
TANAH									
19	1.02	1.23	1	-1	194.21	1.49	-289.38	4.50	-873.95
20	0.72	4.29	1	-1	478.15		0.00	4.50	-2151.66
21	0.78	0.76	0.5	-1	45.88		0.00	4.50	-206.47
22	0.78	2.33	1	-1	281.33		0.00	4.50	-1266.00
23	1.50	0.25	0.5	-1	29.03		0.00	4.50	-130.61
24	1.50	0.25	1	1	74.25		0.00	4.50	334.13
				$P_{MS} =$	3527.32	$M_{MSx} =$	- 4991.082	$M_{MSy} =$	-10876.3

Kemudian untuk perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri yang terjadi pada dasar pile cap untuk analisis penulangan dan beban total akibat berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 5.53 dan 5.54.

Tabel 5.53 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Analisis Penulangan

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan thd tdk O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
<b>STRUKTUR ATAS</b>					
P <sub>MS</sub>	3081.25	528.43	y = H	6.770	3577.50
P <sub>MA</sub>	696.20	119.40	y = H	6.770	808.33
<b>ABUTMEN</b>					
1	83.03	14.24	$y_1 = h_{10} + h_8 + c + h_4 + h_3 + h_2 + h_1 / 2$	6.16	87.64
2	72.90	12.50	$y_2 = h_{10} + h_8 + c + h_4 + h_3 + h_2 / 2$	5.27	65.89
3	115.83	19.86	$y_3 = h_{10} + h_8 + c + h_4 + h_3 / 2$	4.67	92.77
4	66.69	11.44	$y_4 = h_{10} + h_8 + c + 2/3 * h_4$	4.09	46.74
5	56.25	9.65	$y_5 = h_{11} + h_9 + d + h_6 + h_5 / 2$	4.00	38.59
6	45.00	7.72	$y_6 = h_{11} + h_9 + d + 2/3 * h_6$	3.48	26.88
7	983.25	168.63	$y_7 = h_7 / 2$	2.38	400.49
8	42.19	7.24	$y_8 = h_{10} + 1/3 * h_8$	1.08	7.84
9	42.19	7.24	$y_9 = h_{11} + 1/3 * h_9$	1.08	7.84
10	337.50	57.88	$y_{10} = h_{10} / 2$	0.50	28.94
11	337.50	57.88	$y_{11} = h_{11} / 2$	0.50	28.94
<b>WING WALL</b>					
12	48.34	8.29	$y_{12} = y_1$	6.16	51.03
13	41.76	7.16	$y_{13} = h_{10} + h_8 + c + h_4 + (h_3 + h_2) / 2$	4.94	35.38
14	26.45	4.54	$y_{14} = h_{10} + h_8 + c + h_4 / 2$	3.96	17.96
15	108.35	18.58	$y_{15} = h_{10} + h_8 + c / 2$	2.42	44.87
16	2.81	0.48	$y_{16} = h_{10} + 2/3 * h_8$	1.17	0.56
17	4.45	0.76	$y_{17} = h_{10} + h_8 + c + 1/3 * h_4$	3.83	2.92
18	10.00	1.72	$y_{18} = h_7$	4.75	8.15
<b>TANAH</b>					
19	194.21	33.31	$y_{19} = H - h_1 / 2$	6.16	205.01
20	478.15	82.00	$y_{20} = h_{10} + h_8 + h_{13} / 2$	3.40	278.40
21	45.88	7.87	$y_{21} = h_{10} + h_8 + c + h_4 / 3$	3.83	30.16
22	281.33	48.25	$y_{22} = h_{10} + h_8 + c / 2$	2.42	116.52
23	29.03	4.98	$y_{23} = h_{10} + 2/3 * h_8$	1.17	5.81
24	74.25	12.73	$y_{24} = h_{12} / 2 + h_{13} + h_{11}$	2.14	27.31
	T <sub>EQ</sub> =	1252.77		M <sub>EQx</sub> =	6042.46

**Tabel 5.54 Beban Total Akibat Berat Sendiri**

No	Berat Sendiri	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MS}$ (kNm)
1	Struktur atas (I girder, median, trotoar)	2451.250	-98.050
2	Struktur bawah (abutmen, pile cap, tanah)	3527.320	-4991.082
Total		5978.570	-5089.132

### 2. Beban Mati Tambahan ( MA )

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.55.

**Tabel 5.55 Perhitungan Beban Mati Tambahan**

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang g (m)	Jumlah	w (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	Lap. Aspal & overlay	0.10	7.00	40	1	22.00	616.00
2	Air hujan	0.05	9.00	40	1	9.80	176.40
$W_{MA} =$							792.40
$P_{MA} =$							396.20

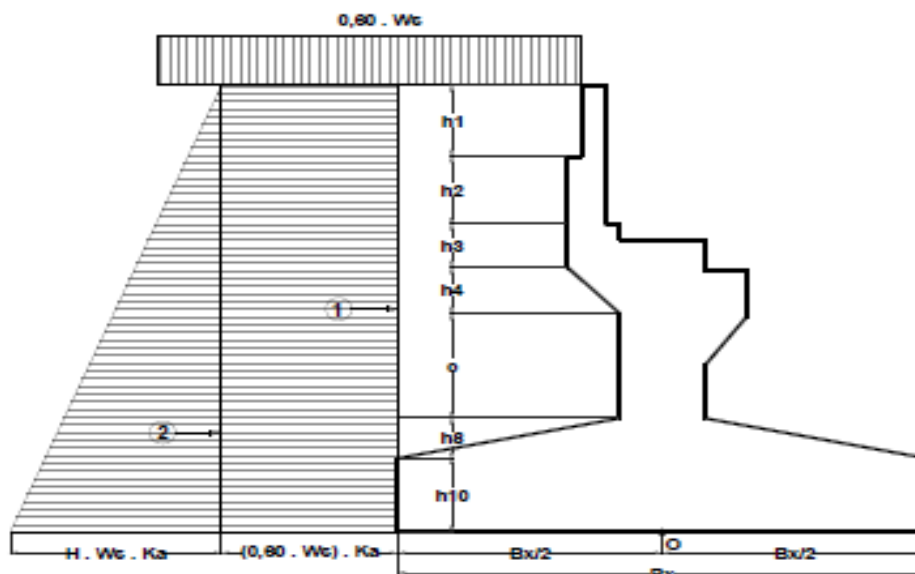
Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} \text{ struktur atas} = \frac{1}{2} \cdot W_{MA} = \frac{1}{2} \cdot 792,40 = 396,20 \text{ kN}$$

### 3. Tekanan Tanah ( TA )

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut (lihat Gambar 5.62).





**Gambar 5.62 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ) dan sudut gesek dalam dengan:

$$W_s = 17,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$H = 6,77 \text{ m}$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{31}{2} \right) = 0,3200$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 17,2 = 10,32 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada Tabel 5.56.

**Tabel 5.56 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah**

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd O	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = q \cdot H \cdot K_a \cdot B_v$	201.277	$y = H/2$	3.385	681.324
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_v$	1135.540	$y = H/3$	2.257	2562.535
$\Sigma T_{TA} =$		1336.817	$\Sigma M_{TA} =$		3243.859

Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif,  $T_{TA} = 1336,817$  kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TA} = 3243,859$  kNm

#### 4. Beban Lajur “D” ( TD )

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). UDL mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut.

$$q = 9 \text{ kPa (untuk } L \leq 30 \text{ m)}$$

$$q = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

Faktor beban ultimit untuk beban lajur (KTD) = 1,8, dan KEL mempunyai intensitas ( $p$ ) = 49 kN/m. Faktor beban dinamis (dynamic load allowance) untuk KEL sebagai berikut.

$$DLA = 0,4 \text{ (untuk } L \leq 50 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,4 - (0,0025 \times (L - 50)) \text{ (untuk } 50 < L < 90 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,3 \text{ (untuk } L \geq 90 \text{ m)}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu-lintas, } B = 6 \text{ m}$$

##### a. Beban merata (UDL):

$$q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa, untuk } L = 40 \text{ m} > 30 \text{ m}$$

$$= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{40} \right)$$

$$= 7,875 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur D

Beban merata pada balok (UDL):

$$Q_{TD} = [ 5,5 \cdot q \cdot 100\% ] + [ (B - 5,5) \cdot q \cdot 50\% ]$$

$$= [ 5,5 \cdot 7,875 \cdot 100\% ] + [ (6 - 5,5) \cdot 7,875 \cdot 50\% ] = 45,2812 \text{ kN/m}$$

b. Beban Garis (KEL)

Beban garis KEL mempunyai intensitas  $p = 49 \text{ kN/m}$

Dari peraturan Perencanaan Jembatan , beban dinamis untuk pembebanan truk "T" diambil:

$$DLA = 0,4$$

Ekivalen beban garis

$$P' = [ 5,5 \cdot p \cdot 100\% ] + [ (B - 5,5) \cdot p \cdot 50\% ]$$

$$= [ 5,5 \cdot 49 \cdot 100\% ] + [ (6 - 5,5) \cdot 49 \cdot 50\% ] = 281,75 \text{ kN}$$

Beban terpusat pada balok,

$$P_{TD} = (1 + DLA) \cdot p'$$

$$= (1 + 0,4) \cdot 281,75 = 394,45 \text{ kN}$$

Besar beban lajur "D",

$$W_{TD} = Q_{TD} \cdot L + P_{TD}$$

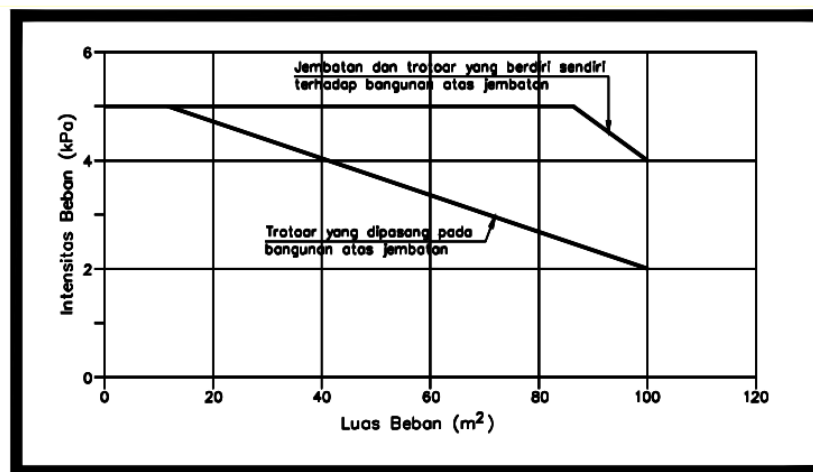
$$= (45,2812 \cdot 40) + 394,45 = 2205,698 \text{ kN.}$$

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

$$P_{TD} = \frac{1}{2} \cdot W_{TD} = \frac{1}{2} \cdot 2205,698 = 1102,849 \text{ kN.}$$

#### 5. Pejalan Kaki ( TP )

Trotoar pada jembatan direncanakan dapat memikul beban dengan ketentuan sebagai pada Gambar 5.63.



**Gambar 5.63 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki**

( Sumber : RSNIT 02 2005 )

Dari Gambar 5.63 dengan luas beban 80 m<sup>2</sup> didapatkan intensitas beban sebesar  $q = 2,69 \text{ kPa}$ .

Dengan  $A =$  Luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( m<sup>2</sup> )

Lebar trotoar,  $bt = 1 \text{ m}$

Panjang bentang,  $L = 40 \text{ m}$

Luas trotoar :

$$\begin{aligned} A &= bt \cdot L \cdot n \\ &= 1 \cdot 40 \cdot 2 = 80 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Intensitas beban trotoar,

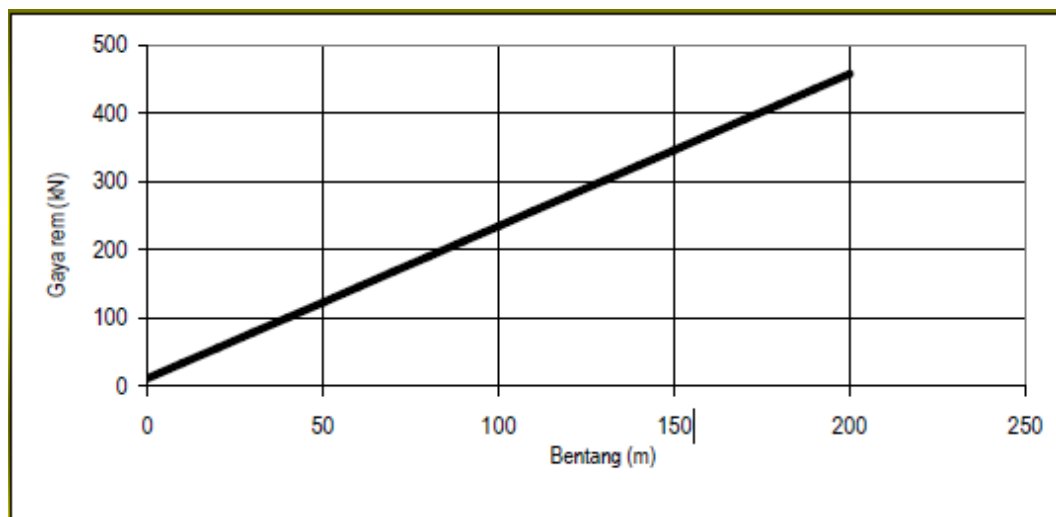
$$Q = 2,69 \text{ kPa}$$

Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$P_{TP} = q \cdot A = 2,69 \cdot 80 = 215,2 \text{ kN}$$

#### 6. Gaya Rem ( TB )

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan, seperti yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (Lt) dapat dilihat pada gambar 5.64.



**Gambar 5.64 Gaya Rem pada Abutment**

(Sumber: RSNI T 02 2005)

Untuk bangunan jembatan Buntung, maka gaya rem ( $T_{TB}$ ) yang dipakai sebesar 100 kN. Jumlah lajur lalu lintas  $n = 2$ , maka besarnya gaya total yang bekerja =  $2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$$\text{Lengan terhadap fondasi, } Y_{TB} = 6,77 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem, } M_{TB} = T_{TB} \times Y_{TB} = 200 \times 6,77 = 1354 \text{ kNm}$$

$$\text{Lengan terhadap } breast \text{ wall, } Y'_{TB} = 5,52 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem, } M'_{TB} = T_{TB} \times Y'_{TB} = 200 \times 5,52 = 1104 \text{ kNm}$$

## 7. Beban Angin ( EW )

a. Beban angin yang meniup bidang samping jembatan (lihat Gambar 5.65)

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

Dengan:

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1,464$$

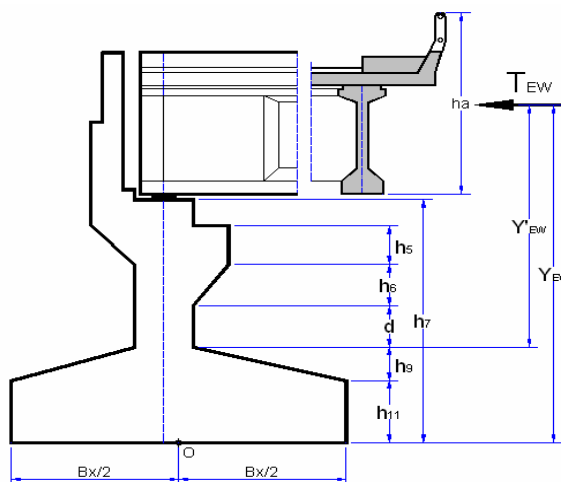
$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana} = 30 \text{ m/det}$$

$$L = \text{Bentang jembatan} = 40 \text{ m}$$

$$h_a = \text{Tinggi bidang samping jembatan} = 3,4 \text{ m}$$

$$A_b = \text{Luas bidang samping jembatan}$$

$$= L/2 \cdot h_a = 40/2 \cdot 3,4 = 68 \text{ m}^2$$



**Gambar 5.65 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Beban akibat angin,

$$T_{EWI} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b = 0,0006 \cdot 1,464 \cdot 30^2 \cdot 68 = 53,7580 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EW} = h_4 + h_a/2 = 4,75 + 3,4/2 = 6,45 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$M_{EW} = T_{EWI} \cdot Y_{EW} = 53,7580 \cdot 6,45 = 346,7396 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall*,

$$Y'_{EW} = Y_{EW} - (h_8 + h_7) = 6,45 - (0,25 + 1) = 5,25 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'_{EW} = T_{EWI} \cdot Y'_{EW} = 53,7580 \cdot 5,20 = 279,5420 \text{ kNm}$$

b. Beban angin yang meniup kendaraan

Beban garis merata tambahan arah horinsontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_W \cdot V_W^2 \cdot A_b \text{ kN/m}$$

$$C_W = 1,464$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan. Maka  $h_k = 2 \text{ m}$

$$\text{Beban angin yang bekerja, } T_{EW} = 0,0012 \cdot C_W \cdot V_W^2 \cdot A_b$$

$$= 0,0012 \cdot 1,464 \cdot 30^2 \cdot 136 = 215,032 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan :

$$\text{tinggi, } h = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda} = 1,75 \text{ m}$$

Gaya pada fondasi *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan:

$$P_{EW} = 2 \cdot (0,5 \cdot h/x \cdot T_{EW}) \cdot \frac{1}{2} \cdot L$$

$$= 2 \cdot (0,5 \cdot 2/1,75 \cdot 215,032) \cdot \frac{1}{2} \cdot 40 = 4915,017 \text{ kN}$$

## 8. Beban Gempa ( EQ )

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja.

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam:

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_T$$

$$Kh = C \cdot S$$

Dengan :

$T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

$Kh$  = Koefisien beban gempa horizontal

$I$  = Faktor kepentingan (Tabel 32 RSNI T 02 2005)

$S$  = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan

$W_T$  = Berat total struktur atas dan struktur bawah.

$C$  = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times Kp)} \right]}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3}$$

$W_T = (P_{MS} + P_{MA})$  struktur atas +  $P_{MS}$  struktur bawah

$$= 2451,250 + 3527,320/2 = 4214,910 \text{ kN}$$

Dengan :

$T$  = Waktu getar (detik)

$W_T$  = Berat sendiri struktur atas dan struktur bawah

$P_{MS}$  = Berat sendiri (kN)



- $P_{MA}$  = Beban mati tambahan (kN)  
 $g$  = Percepatan gravitasi ( $9,8 \text{ m/s}^2$ )  
 $K_p$  = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)  
 $E_c$  = Modulus elastis beton (kPa)  
 $I_c$  = Momen inersia ( $\text{m}^4$ )  
 $h$  = Tinggi struktur (m)

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

$$\text{Modulus elastis beton, } E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{20,75} = 21409,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi } breast \text{ wall, } L_b = d = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment, } b = B_y = 9 \text{ m,}$$

$$h = b_7 = 0,92 \text{ m}$$

Inersia penampang *breast wall*,

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 9 \times 0,92^3 = 0,5840 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan,

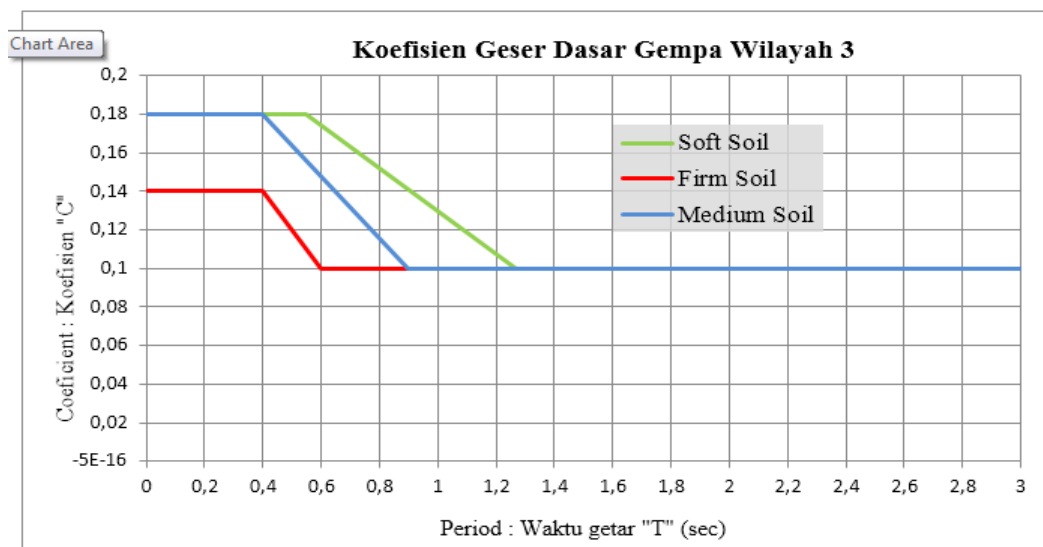
$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{L_b^3} = 3 \times 21409,52 \times 1000 \times \frac{0,5840}{3,5^3}$$

$$= 874880,578 \text{ kN/m}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]} \\
 &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{4214,910}{(9,81 \times 874880,578)} \right]} \\
 &= 0,139 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,139$  detik maka digunakan grafik pada Gambar 5.66.



**Gambar 5.66 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3**

(Sumber: RSNI T 02-2005)

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai  $T = 0,148$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,10. Untuk struktur dapat berperilaku duktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut.

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

$$F = 1,25 - (0,025 \times 1)$$

$$= 1,225$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225 = 1,225$$

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar:

$$K_h = C \times S$$

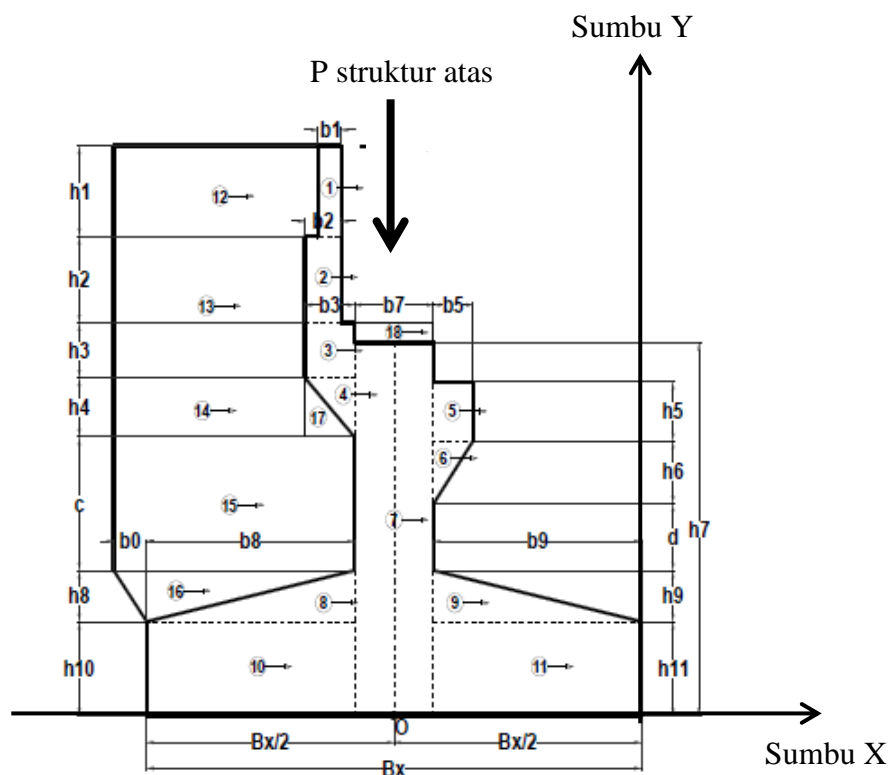
$$= 0,18 \times 1,225$$

$$= 0,2205$$

Dengan faktor kepentingan (*I*) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,0 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \times I \times W_{TP} \\ &= 0,2205 \times 1,0 \times W_{TP} \\ &= 0,2205 W_{TP} \text{ (kN)} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah X (arah memanjang jembatan) disajikan pada Tabel 5.57.



**Gambar 5.67 Gaya Gempa Pada Abutment**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tabel 5.57 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada *Abutment*

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan thd ttk O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
<b>STRUKTUR ATAS</b>					
P <sub>MS</sub>	2451.25	540.50	y = H	6.770	3659.19
P <sub>MA</sub>	396.20	87.36	y = H	6.770	591.44
<b>ABUTMEN</b>					
1	83.03	18.31	$y_1 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	6.16	112.68
2	72.90	16.07	$y_2 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2/2$	5.27	84.71
3	115.83	25.54	$y_3 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3/2$	4.67	119.27
4	66.69	14.71	$y_4 = h_{10}+h_8+c+2/3*h_4$	4.09	60.10
5	56.25	12.40	$y_5 = h_{11}+h_9+d+h_6+h_5/2$	4.00	49.61
6	45.00	9.92	$y_6 = h_{11}+h_9+d+2/3*h_6$	3.48	34.56
7	983.25	216.81	$y_7 = h_7/2$	2.38	514.92
8	42.19	9.30	$y_8 = h_{10}+1/3*h_8$	1.08	10.08
9	42.19	9.30	$y_9 = h_{11}+1/3*h_9$	1.08	10.08
10	337.50	74.42	$y_{10} = h_{10}/2$	0.50	37.21
11	337.50	74.42	$y_{11} = h_{11}/2$	0.50	37.21
<b>WING WALL</b>					
12	48.34	10.66	$y_{12} = y_1$	6.16	65.60
13	41.76	9.21	$y_{13} = h_{10}+h_8+c+h_4+(h_3+h_2)/2$	4.94	45.49
14	26.45	5.83	$y_{14} = h_{10}+h_8+c+h_4/2$	3.96	23.09
15	108.35	23.89	$y_{15} = h_{10}+h_8+c/2$	2.42	57.69
16	2.81	0.62	$y_{16} = h_{10}+2/3*h_8$	1.17	0.72
17	4.45	0.98	$y_{17} = h_{10}+h_8+c+1/3*h_4$	3.83	3.76
18	10.00	2.21	$y_{18} = h_7$	4.75	10.47
<b>TANAH</b>					
19	194.21	42.82	$y_{19} = H-h_1/2$	6.16	263.58
20	478.15	105.43	$y_{20} = h_{10}+h_8+h_{13}/2$	3.40	357.94
21	45.88	10.12	$y_{21} = h_{10}+h_8+c+h_4/3$	3.83	38.78
22	281.33	62.03	$y_{22} = h_{10}+h_8+c/2$	2.42	149.81
23	29.03	6.40	$y_{23} = h_{10}+2/3*h_8$	1.17	7.47
24	74.25	16.37	$y_{24} = h_{12}/2+h_{13}+h_{11}$	2.14	35.11
	T <sub>EQ</sub> =	1405,64		M <sub>EQx</sub> =	6380,58

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa;  $Y_{EQ} = \frac{\Sigma M_{EQ}}{\Sigma T_{EQ}}$

$$Y_{EQ} = \frac{6380,58}{1405,64} = 4,539 \text{ m}$$

b. Beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$$P_{MS} \text{ struktur atas+bawah} = 5978,570 \text{ kN}$$

$$P_{MA} \text{ beban mati tambah} = 396,20 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (} W_{TP} \text{)} &= PMS \text{ atas \& bawah} + PMA \\ &= 6374,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{20,75} = 21409,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi } breast \text{ wall, } L_b = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Panjang abutment; } b = B_y = 9 \text{ m}$$

$$h = b_7 = 0,92 \text{ m}$$

Inersia penampang *breast wall*,

$$I_x = \frac{1}{12} \times b^3 \times h = \frac{1}{12} \times 9^3 \times 0,92 = 55,89 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan,

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{L_b^3} = 3 \times 21409,51 \times 1000 \times \frac{55,89}{3,5^3} = 83725575,2 \text{ kN/m}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]} \\ &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{6374,77}{(9,81 \times 83725575,2)} \right]} \\ &= 0,014 \text{ detik} \end{aligned}$$

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai  $T = 0,014$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,18 dengan menggunakan Gambar 5.66.

Untuk struktur dapat berperilaku duktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut.

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1,225$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225 = 1,225$$

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar:

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,18 \times 1,225$$

$$= 0,2205$$

Dengan faktor kepentingan ( $I$ ) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,0 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar:

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,2205 \times 1,0 \times 6374,77$$

$$= 1405,63 \text{ kN}$$

Momen pada fondasi akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ}$$

$$= 1405,63 \times 4,539$$

$$= 6380,584 \text{ kNm}$$

Rekap pembebanan pada *Abutment* dapat dilihat pada Tabel 5.58-5.63.

**Tabel 5.58 Rekapitulasi Pembebanan pada *Abutment***

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
<b>A. Aksi Tetap</b>							
1	Berat sendiri	MS	5978.5701			-5089.132	
2	Beban mati tambahan	MA	396.2			-15.848	
3	Tekanan tanah	TA		1336.817		3243.859	
<b>B. Beban Lalu-Lintas</b>							
4	Beban Lajur "D"	TD	1102.850			-44.114	
5	Pejalan Kaki	TP	215.2			-8.608	
6	Gaya Rem	TB		200		1354	
<b>C. Aksi Lingkungan</b>							
7	Beban Angin	EW	36.1399		86.9616	-1.4456	617.4274
8	Beban Gempa	EQ		1405.64	1405.637	6380.584	6380.584

**Tabel 5.59 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 1**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5978.5701			-5089.13	
2	Beban mati tambahan	MA	396.200			-15.848	
3	Tekanan tanah	TA		1336.817		3243.859	
4	Beban Lajur "D"	TD	1102.850			-44.114	
5	Pejalan Kaki	TP					
6	Gaya Rem	TB		200.000		1354.000	
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
			7477.62	1536.817	0.000	-551.24	0.000

**Tabel 5.60 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 2**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5978.570			-5089.13	
2	Beban mati tambahan	MA	396.200			-15.848	
3	Tekanan tanah	TA		1336.817		3243.859	
4	Beban Lajur "D"	TD	1102.850			-44.114	
5	Pejalan Kaki	TP	215.200			-8.608	
6	Gaya Rem	TB		200.000		1354.000	
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
			7692.8201	1536.817	0	-559.843	0

**Tabel 5.61 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 3**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5978.5701			-5089.13	
2	Beban mati tambahan	MA	396.2			-15.848	
3	Tekanan tanah	TA		1336.817		3243.859	
4	Beban Lajur "D"	TD	1102.85			-44.114	
5	Pejalan Kaki	TP	215.2			-8.608	
6	Gaya Rem	TB		200		1354	
7	Beban Angin	EW	36.139886		85.3804	-1.4456	604.4622
8	Beban Gempa	EQ					
			7728.9599	1536.817	85.3804	-561.288	604.4622



**Tabel 5.62 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 4**

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5978.5701			-5089.13	
2	Beban mati tambahan	MA	396.2			-15.848	
3	Tekanan tanah	TA		1336.817		3243.859	
4	Beban Lajur "D"	TD	1102.85			-44.114	
5	Pejalan Kaki	TP					
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		1405.637	1405.637	6380.584	6380.584
			7477.6201	2742.454	1405.637	4475.349	6380.584

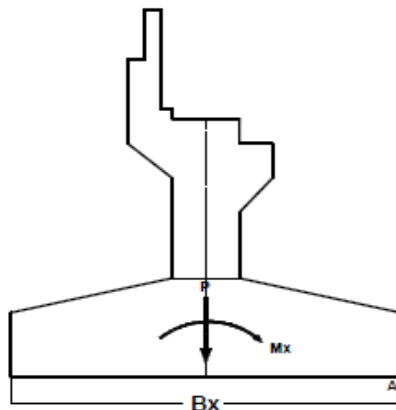
**Tabel 5.63 Rekap Kombinasi Pembebanan pada *Abutment***

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi - 1	7477.62	1536.82	0.00	-551.24	0.00
2	Kombinasi - 2	7692.82	1536.82	0	-559.84	0
3	Kombinasi - 3	7728.96	1536.82	85.38	-561.29	604.46
4	Kombinasi - 4	7477.62	2742.45	1405.64	4475.35	6380.58

### 5.6.3. Stabilitas Terhadap Guling dan Geser Pada *Abutment*

#### 1. Stabilitas Terhadap Guling

##### a. Stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah X)



**Gambar 5.68 Stabilitas Guling Arah Memanjang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dari Gambar 5.68 di atas, letak titik guling berada pada ujung pile cap (titik tinjau). Letak titik guling terhadap pusat fondasi =  $\frac{Bx}{2} = \frac{4}{2} = 2$  m.

Beban struktur atas dan struktur bawah,  $P_{MS} = 5978.570$  kN

Momen akibat berat sendiri abutment,  $M_{MSx} = 4991,082$  kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 4,

$$\begin{aligned}\Sigma M_{px} &= \left(\frac{Bx}{2} \cdot \Sigma P\right) + M_{MS} \text{ arah X} \\ &= (2 \cdot 5978,570) + 4491,082 = 16948,222 \text{ kNm.}\end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,  $\Sigma M_x = 4475,35$  kNm

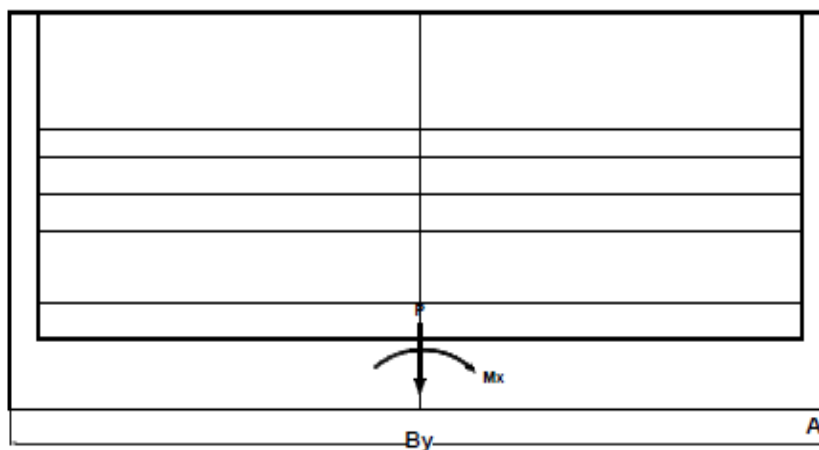
$$\begin{aligned}\text{Angka aman terhadap guling (SF)} &= M_{px} / M_x \geq 1,5 \\ &= 16948,222/4475,35 \\ &= 3,79 > 1,5 \text{ (Aman terhadap guling)}\end{aligned}$$

Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada Tabel 5.64.

**Tabel 5.64 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Memanjang Jembatan**

No	Kombinasi Beban	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MSx}$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$M_{Px}$ (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	5978.57	4991.08	-551.24	16948.22	30.746	AMAN
2	Kombinasi-2	5978.57	4991.08	-559.84	16948.22	30.273	AMAN
3	Kombinasi-3	5978.57	4991.08	-561.29	16948.22	30.195	AMAN
4	Kombinasi-4	5978.57	4991.08	4475.35	16948.22	3.787	AMAN

b. Stabilitas guling arah melintang jembatan (arah Y)

**Gambar 5.69 Stabilitas Guling Arah Melintang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dari Gambar 5.69 didapatkan letak titik guling berada pada ujung pile cap (titik tinjau). Letak titik guling terhadap pusat fondasi =  $\frac{By}{2} = \frac{9}{2} = 4,5$  m.

Beban struktur atas dan struktur bawah,  $P_{MS} = 5978,5701$  kN

Momen akibat berat sendiri abutment,  $M_{MSy} = 10876,253$  kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 4,

$$\begin{aligned}\Sigma M_{py} &= \left(\frac{By}{2} \cdot \Sigma P\right) + M_{MS} \text{ arah Y} \\ &= (4,5 \cdot 5978,5701) + 10876,253 = 37779,82 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen yang mengakibatkan guling,

$$\Sigma M_y = 6380,58 \text{ kNm}$$

Angka aman terhadap guling,

$$\begin{aligned}
 (SF) &= M_{py}/M_y \geq 2,0 \\
 &= 37779,82/6380,58 \\
 &= 5,921 > 2 \text{ (Aman terhadap guling)}
 \end{aligned}$$

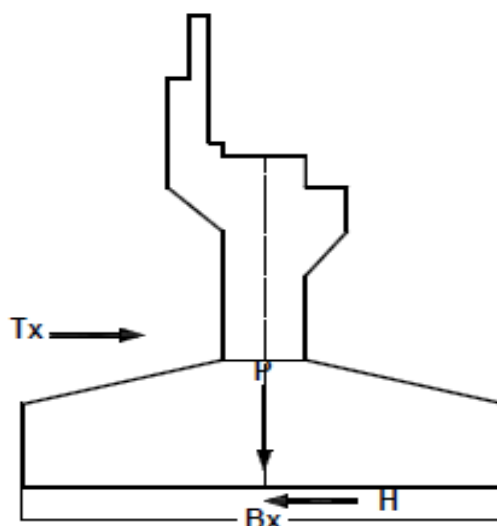
Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada Tabel 5.65.

**Tabel 5.65 Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang Jembatan**

No	Kombinasi Beban	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MSy}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{Py}$ (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	5978.57	10876.25	0.00	37779.82		
2	Kombinasi-2	5978.57	10876.25	0.00	37779.82		
3	Kombinasi-3	5978.57	10876.25	604.46	37779.82	62.50	AMAN
4	Kombinasi-4	5978.57	10876.25	6380.58	37779.82	5.92	AMAN

## 2. Stabilitas Terhadap Geser

### a. Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)



**Gambar 5.70 Stabilitas Geser Arah Memanjang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koehesi tanah, } c = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 31^\circ$$

$$\text{Gaya total, } \Sigma P = 7728,96 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser pada kombinasi 2,

$$\begin{aligned} \Sigma H_P &= (c \cdot B_x \cdot B_y) + (\Sigma P \cdot \tan \phi) \\ &= (0 \cdot 4,5 \cdot 9) + 7728,96 \cdot \tan 31^\circ = 4644,027 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horisontal yang bekerja,

$$\Sigma T_x = 2742,454 \text{ kN}$$

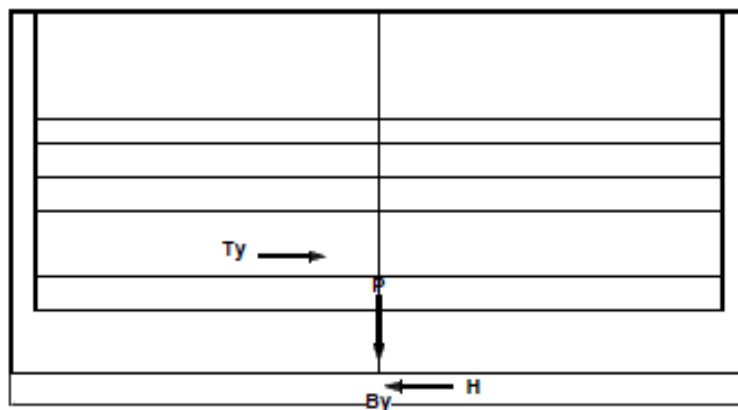
$$\begin{aligned} \text{Angka aman terhadap geser (SF)} &= \Sigma H_P / \Sigma T_x \geq 1,5 \\ &= 4644,027 / 2742,524 \\ &= 1,69 > 1,5 \text{ (aman terhadap geser)} \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada Tabel 5.66.

**Tabel 5.66 Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang Jembatan**

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	H <sub>p</sub> (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	7477.62	1536.82	4493.01	2.92	AMAN
2	Kombinasi-2	7692.82	1536.82	4622.31	3.01	AMAN
3	Kombinasi-3	7728.96	1536.82	4644.03	3.02	AMAN
4	Kombinasi-4	7477.62	2742.45	4493.01	1.64	AMAN

## b. Stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)



**Gambar 5.71 Stabilitas Geser Arah Melintang**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Berat volume tanah,  $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Kohesi tanah,  $c = 0 \text{ kPa}$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 31^\circ$

Gaya total,  $\Sigma P = 7728,96 \text{ kN}$

Gaya penahan geser pada kombinasi 2,

$$\begin{aligned}\Sigma H_P &= (c \cdot B_x \cdot B_y) + (\Sigma P \cdot \tan \phi) \\ &= (0 \cdot 4,5 \cdot 9) + (7728,96 \tan 31^\circ) = 4644,027 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya horisontal yang bekerja,

$$\Sigma T_y = 1405,636 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Angka aman terhadap geser (SF)} &= \Sigma H / \Sigma T_y \geq 1,5 \\ &= 4644,027 / 1405,636 \\ &= 3,30 > 1,5 \text{ (aman terhadap geser)}\end{aligned}$$

Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada Tabel 5.67.

**Tabel 5.67 Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang Jembatan**

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	H <sub>p</sub> (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	7477.62	0.00	4493.01		
2	Kombinasi-2	7692.82	0.00	4622.31		
3	Kombinasi-3	7728.96	85.38	4644.03	54.39	AMAN
4	Kombinasi-4	7477.62	1405.64	4493.01	3.20	AMAN

### 3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Ijin Tanah

Untuk menghitung daya dukung tanah dapat menggunakan beberapa metode, antara lain sebagai berikut.

#### a. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut Terzaghi

Menurut Terzaghi, daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Lebar pile cap, } B = B_x = 4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pile cap, } L = B_y = 9 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman pile cap, } D = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koehesi tanah, } c = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Sudut gesek tanah, } \phi = 31^\circ$$

Berdasarkan nilai sudut gesek tanah didapat nilai parameter kekuatan tanah sebagai berikut.

$$N_c = 40,41$$

$$N_q = 25,28$$

$$N_\gamma = 22,65$$

Daya dukung tanah untuk pile cap berbentuk persegi panjang, digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \cdot N_c \cdot (1 + 0,3 \cdot B/L) + D \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 0,2 \cdot B/L) \\ &= 0,40,41 \cdot (1 + 0,3 \cdot 4,5/9) + 1,25 \cdot 18,5 \cdot 25,28 + 0,5 \cdot 18,5 \cdot 4,5 \cdot 22,65 \cdot (1 - \\ &\quad 0,2 \cdot 4,5/9) \\ &= 1348,1567 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin dengan *safety factor*,  $SF = 3$

$$q_a = q_{ult}/SF = 1348,1567/3 = 449,3855 \text{ kN/m}^2$$

b. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut Bowles (data pengujian SPT)

Menurut Bowles, daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Nilai SPT hasil pengujian, } N = 36 \text{ Pukulan / 30 cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai SPT terkoreksi, } N' &= 15 + \frac{1}{2} \cdot (N-15) = 15 + \frac{1}{2} \cdot (36-15) \\ &= 25,5 \text{ pukulan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor kedalaman fondasi, } K_d &= 1 + 0,33 \cdot D/B \\ &= 1 + 0,33 \cdot 1,25/4 = 1,103 < 1,33 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah ijin,

$$\begin{aligned} q_a &= 12,5 \cdot N' \cdot ((B + 0,3)/B)^2 \cdot K_d \\ &= 12,5 \cdot 36 \cdot ((4 + 0,3)/4)^2 \cdot 1,103 = 406,34213 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**Tabel 5.68 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Tanah**

No	Uraian Daya Dukung Ijin Tanah	$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	Pengujian Lab Hasil Boring (Terzaghi)	449,38556
2	Pengujian SPT (Bowles)	406,34213
Diambil daya dukung ijin tanah $q_a =$		406,34213

Tegangan yang terjadi pada dasar abutment akibat gaya aksial dan momen pada kombinasi 4.

$$P = 7477,62 \text{ kN}$$

$$M_x = 4475,34 \text{ kNm}$$

$$M_y = 6380,58 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar pile cap,

$$\begin{aligned} q_{max} &= P/A + M_x/(1/6 \cdot B_x^2 \cdot B_y) + M_y/(1/6 \cdot B_y^2 \cdot B_x) \\ &= 7477,62/(4 \cdot 9) + 4475,34/(1/6 \cdot 4^2 \cdot 9) + 6380,58 \cdot (1/6 \cdot 9^2 \cdot 4) \\ &= 512,343 \text{ kN/m}^2 > q_a = 406,342 \text{ kN/m}^2 \text{ TIDAK AMAN} \end{aligned}$$



**Tabel 5.69 Tegangan Pada Dasar Tanah**

No	Kombinasi Beban	P (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	q <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Keterangan
1	Kombinasi-1	7477.62	-551.24	0	184.74354	AMAN
2	Kombinasi-2	7692.82	-559.84	0	190.36265	AMAN
3	Kombinasi-3	7728.96	-561.29	604.4622	202.50005	AMAN
4	Kombinasi-4	7477.62	4475.35	6380.584	512.34351	TIDAK AMAN

Karena  $q_{max} = 512,343 \text{ kN/m}^2 > q_{ijin} = 406,342 \text{ kN/m}^2$  maka tegangan di pondasi pile cap tidak aman terhadap tegangan yang terjadi. Maka untuk memperkuat struktur bangunan perlu digunakan pondasi *bored pile* atau tiang pancang dan juga bisa menggunakan pondasi sumuran. Pada perencanaan kali ini digunakan pondasi *bored pile*.

#### 5.6.4. Perhitungan Pondasi Bored Pile Pada Abutment

Setelah dilakukan analisa *abutment* terhadap stabilitas guling, geser dan tegangan tanah, maka *abutment* perlu diberi perkuatan pada pondasi. Pondasi *bored pile* diperlukan untuk menambah stabilitas dan daya dukung tanah terhadap tanah. Pada data penyelidikan tanah yang diperoleh data sudut gesek  $\phi = 31^\circ$ . Dibawah ini beberapa ketentuan dalam perencanaan Pondasi *Bored Pile*.

##### 1. Data Teknis

Data teknis diperlukan untuk menganalisis keamanan dan kekuatan pondasi. Berikut ini adalah beberapa ketentuan data dalam merencanakan pondasi *bored pile*.

##### a. Bahan Material Pondasi

Mutu beton,	K-250	
Kuat tekan beton,	$f'c$	= 20,75 MPa
Mutu baja tulangan,	U-39	
Tegangan leleh baja,	$f_y$	= 390 MPa
Modulus elastis beton,	$E_s$	= $4700 \sqrt{f'c}$

$$= 4700 \sqrt{20,75} = 21409,518 \text{ MPa}$$

Berat beton bertulang,  $W_c = 25 \text{ kN/m}^2$

b. Properties Tanah

Berat volume tanah,  $W_s = 18,5 \text{ kN/m}^2$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 31^\circ$

Kohesi tanah,  $c = 0 \text{ kPa}$

c. Dimensi *Pile Cap*

Lebar arah x,  $B_x = 4,0 \text{ m}$

Lebar arah y,  $B_y = 9,0 \text{ m}$

Tebal,  $h_p = 1,0 \text{ m}$

$h_t = 1,25 \text{ m}$

Panjang bag. depan,  $L_1 = 1,5 \text{ m}$

Panjang bag. belakang  $L_2 = 1,5 \text{ m}$

d. Dimensi *Bored Pile*

Diameter,  $D = 0,8 \text{ m}$

Panjang efektif tiang,  $L_e = 13,3 \text{ m}$

Jarak pusat *bored pile* terluar terhadap sisi luar *pile cap*,  $a = 1,0 \text{ m}$

e. Data Susunan *Bored Pile*

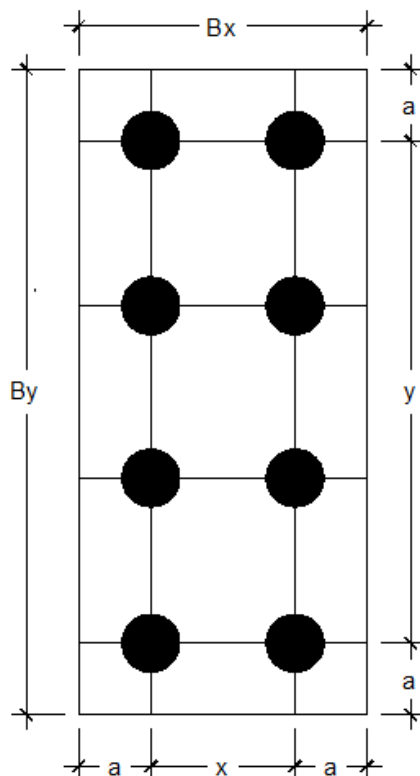
Jumlah baris tiang bor,  $n_y = 4 \text{ buah}$

Jumlah tiang bor dalam 1 baris,  $n_x = 2 \text{ buah}$

Jarak antar tiang arah-x  $= 2,0 \text{ m}$

Jarak antar tiang arah-y  $= 3,5 \text{ m}$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.72.



**Gambar 5. 72 Susunan Bored Pile pada Abutment**

2. Daya Dukung Aksial Ijin Pondasi *Bored Pile*

a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kuat tekan beton,  $f'c = 20,75 \text{ MPa}$

Tegangan ijin beton,  $f = 0,3 \cdot f'c \cdot 1000$   
 $= 0,3 \cdot 20,75 \cdot 1000 = 6225 \text{ kN/m}^2$

Luas tampang tiang,  $A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$   
 $= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 = 0,503 \text{ m}^2$

Panjang efektif tiang,  $Le = 13,3 \text{ m}$

Berat tiang,  $W = A \cdot Le \cdot Wc$   
 $= 0,503 \cdot 13,3 \cdot 25 = 167,133 \text{ kN}$

Daya dukung ijin tiang bor,

$$P_{ijin} = A \cdot f - W = 0,503 \cdot 6225 - 167,133 = 2961,894 \text{ kN}$$

## b. Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut *Mayerhoff*

Pada pengujian nilai SPT di lokasi pembangunan jembatan, diperoleh nilai SPT = 60 pada kedalaman 20 m. Untuk analisis kapasitas daya dukung ijin adalah sebagai berikut ini.

Nilai SPT dilapangan,  $N = 60$  pukulan

Nilai SPT terkoreksi,  $N' = 15 + \frac{1}{2} \cdot (N - 15)$

$$= 15 + \frac{1}{2} \cdot (60 - 15) = 37,5 \text{ pukulan}$$

Daya dukung tanah ultimit,

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 40 \cdot N' \\ &= 40 \cdot 37,5 \\ &= 1500 \text{ t/m}^2 = 14700 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin tiang bor,  $SF = 3$

$$P_{ijin} = \frac{A \cdot Q_{ult}}{SF} = \frac{0,503 \cdot 14700}{3} = 2463,008 \text{ kN/m}^2$$

Untuk rekapitulasi daya dukung aksial *bored pile* pada *abutment* dapat dilihat pada Tabel 5.70.

**Tabel 5.70 Rekap Daya Dukung Aksial *Bored pile* pada *Abutment***

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	2961.894
2	Pengujian SPT (Meyerhoff)	2463.008
Diambil daya dukung aksial ijin tanah, $P_{ijin} =$		2463.008

3. Daya Dukung Ijin Lateral *Bored Pile*

Kedalaman ujung tiang,  $La = 1,0$  m

Sudut gesek tanah,  $\phi = 31^0$

Panjang tiang bor,  $Le = 13,3$  m

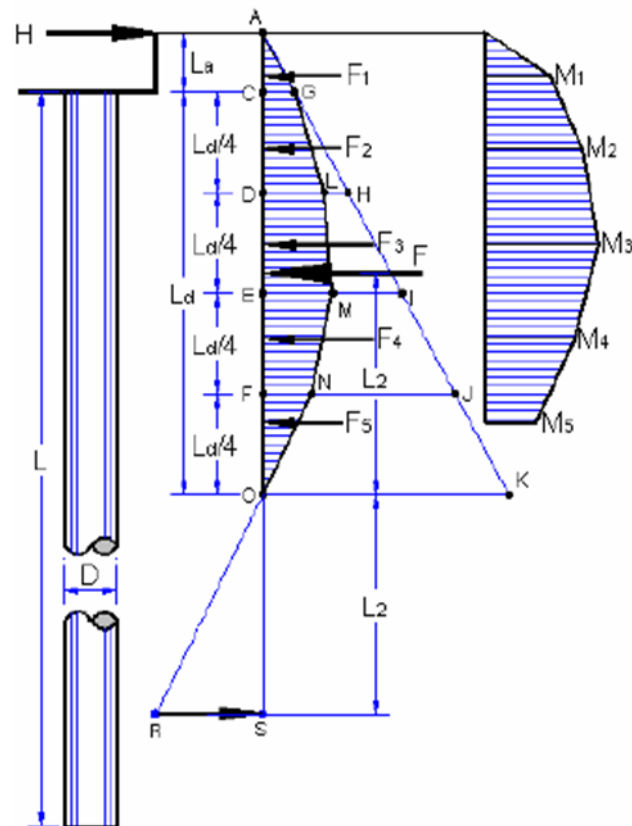
Panjang jepitan tiang bor,  $Ld = 1/3 \cdot Le = 1/3 \cdot 13,3 = 4,433$  m

Panjang pile cap,  $B_y = 9,0 \text{ m}$

Berat volume tanah,  $\gamma = 18,5$

Koefisien tekanan tanah pasif,

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 (45 + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 + 31/2) \\ &= 3,124 \end{aligned}$$



**Gambar 5.73 Diagram Tekanan Tanah Pasif Bored Pile**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dari Gambar 5.73 di atas didapatkan Tekanan Tanah Pasif Efektif pada *Bored Pile* dan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif yang dapat dilihat pada Tabel 5.71 dan 5.72.

**Tabel 5.71 Tekanan Tanah Pasif Efektif pada *Bored Pile***

Bagian	Kedalaman	H (m)	$H \cdot w_s \cdot K_p$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Bagian	P ( $\text{kN/m}^2$ )
OK	$L_a + L_d =$	5.433	314.018	O	0.000
FJ	$L_a + 3/4 \cdot L_d =$	4.325	249.962	$FN = 1/4 \cdot FJ$	62.490
EI	$L_a + 1/2 \cdot L_d =$	3.216	185.906	$EM = 1/2 \cdot EI$	92.953
DH	$L_a + 1/4 \cdot L_d =$	2.108	121.850	$DL = 2/3 \cdot DH$	81.234
CG	$L_a =$	1	57.795	CG	57.795

**Tabel 5.72 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif**

KODE	P1 ( $\text{kN/m}^2$ )	P2 ( $\text{kN/m}^2$ )	Panjang Bagian		Lebar By/2 (m)	F (kN)	Lengan thd O (m)	M (kNm)
			Notasi	m				
F1	0.000	62.490	$L_a =$	1	4.5	281.207	4.767	1340.420
F2	62.490	92.953	$L_d/4 =$	1.108	4.5	775.275	3.694	2864.209
F3	92.953	81.234	$L_d/4 =$	1.108	4.5	868.756	2.586	2246.699
F4	81.234	57.795	$L_d/4 =$	1.108	4.5	693.403	1.847	1280.870
F5	57.795	0.000	$L_d/4 =$	1.108	4.5	288.251	0.739	212.985
					<b>F =</b>	<b>2906.892</b>	<b>M =</b>	<b>7945.184</b>

Jarak tekanan tanah maksimum ke pusat rotasi,

$$L_2 = \frac{M}{F} = \frac{7945,184}{2906,892} = 2,733 \text{ m}$$

Gaya lateral,

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{F \cdot 2 \cdot L_2}{L_2 + L_d + L_a} \\
 &= \frac{2906,892 \cdot 2 \cdot 2,733}{2,733 + 4,433 + 1,0} \\
 &= 1945,786 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Angka aman,  $SF = 1,2$

Daya dukung ijin lateral tiang bor,

$$H_{ijin} = \frac{H}{n_y \cdot n_x \cdot SF}$$

$$= \frac{1945,786}{3 \cdot 2 \cdot 1,2} = 270,248 \text{ kN}$$

## 2. Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

Perhitungan momen pada tiang bor akibat dari adanya gaya lateral yang bekerja disajikan pada Tabel 5.73.

**Tabel 5.73 Momen pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral**

KODE	Hi (m)	M <sub>hi</sub> (kNm)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (kNm)					BMD
				F1	F2	F3	F4	F5	
M1	0.667	1297.190	0.000						1297.190
M2	1.554	3024.075	0.888	249.571					2774.504
M3	2.663	5180.654	1.996	561.242	859.263				3760.149
M4	3.771	7337.233	3.104	872.914	1718.525	962.871			3782.923
M5	4.694	9134.382	4.028	1132.640	2434.578	1765.264	640.435		3161.466

Momen terbesar,  $M_{maks}$  = 3782,923 kNm

Jumlah baris tiang,  $n_y$  = 4 buah

Jumlah tiang per baris,  $n_x$  = 2 buah

Safety Factor,  $SF$  = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral,

$$M_{ijin} = \frac{M_{maks} \cdot SF}{n_y \cdot n_x} = \frac{3782,923 \cdot 3}{4 \cdot 2} = 1418,596 \text{ kNm}$$

## 3. Gaya Aksial pada Bored Pile

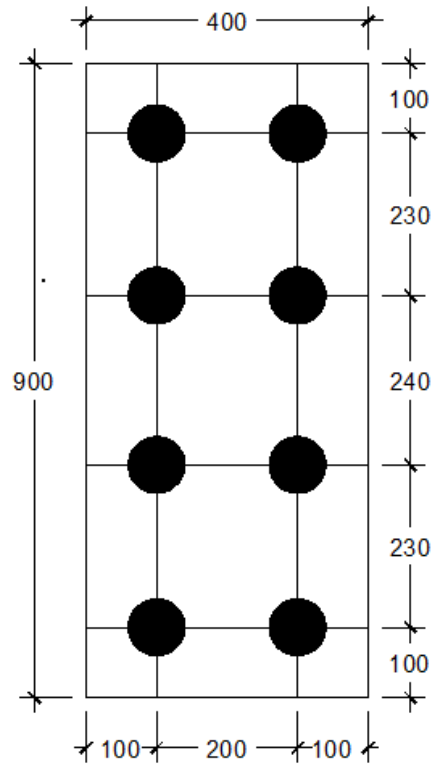
Susunan tiang bor :

Jumlah bored pile,  $n$  = 8 buah

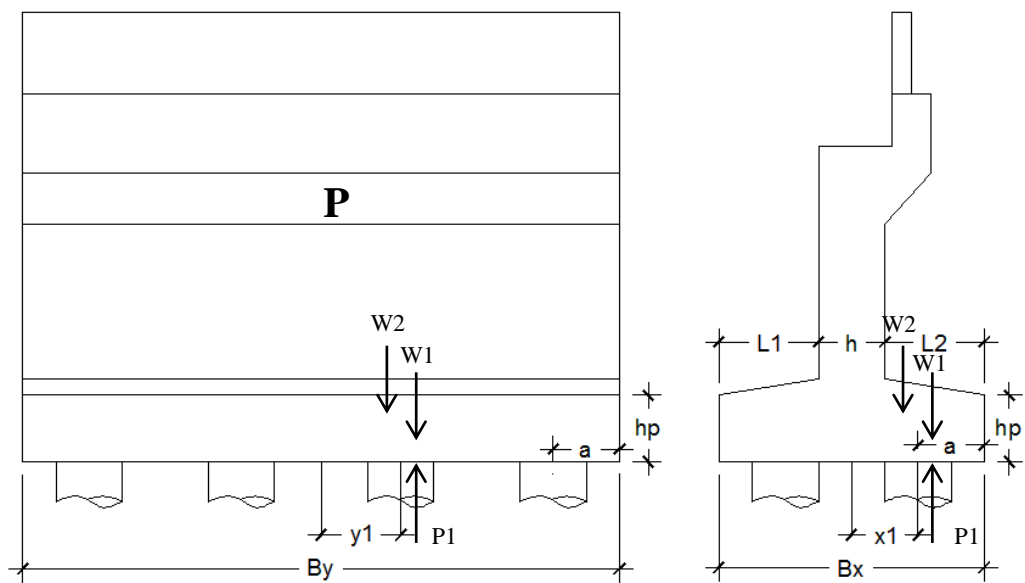
Panjang pile cap,  $B_y$  = 9,0 m

Lebar pile cap,  $B_x$  = 4,0 m

Susunan Pondasi Bored Pile dapat dilihat pada Gambar 5.74 dan Jarak Kuadrat ke Pusat Pile Cap dapat dilihat pada Tabel 5.74.



**Gambar 5.74 Susunan Pondasi Bored Pile**



**Gambar 5.75 Gaya yang Diterima Bored Pile pada Abutment**



**Tabel 5.74 Jarak Kuadrat ke Pusat Pile Cap**

<b>No</b>	<b>X<sub>max</sub> =</b>	<b>2</b>	<b>By*X<sup>2</sup> =</b>	<b>36</b>	<b>Y<sub>max</sub> =</b>	<b>3.5</b>	<b>Bx*Y<sup>2</sup> =</b>	<b>49</b>
1	X <sub>1</sub> =	2	By*X <sub>1</sub> <sup>2</sup> =	36.00	Y <sub>1</sub> =	3.5	Bx*Y <sub>1</sub> <sup>2</sup> =	49.00
2	X <sub>2</sub> =	0	By*X <sub>2</sub> <sup>2</sup> =	0	Y <sub>2</sub> =	1.17	Bx*Y <sub>2</sub> <sup>2</sup> =	5.44
			<b>ΣBy*X<sup>2</sup> =</b>	<b>36.00</b>			<b>ΣBx*Y<sup>2</sup> =</b>	<b>54.44</b>

#### 4. Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban

##### a. Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban X

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

$$P = 7477,620 \text{ kN}$$

$$M_x = 4475,349 \text{ kNm}$$

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{maks}}{\Sigma X^2} \\
 &= \frac{7477,620}{8} + \frac{4475,349 \cdot 2}{36} \\
 &= 1183,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk kombinasi beban lainnya dapat dilihat dalam Tabel 5.75.

**Tabel 5.75 Gaya Aksial yang Diterima Bored Pile pada Abutment Arah X**

No	Kombinasi	P (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	P <sub>max</sub> (kN)	P <sub>min</sub> (kN) =
1	Kombinasi-1	7477.62006	-551.235049	904.0783381	965.3266769
2	Kombinasi-2	7692.82006	-559.843049	930.5001159	992.7048991
3	Kombinasi-3	7728.959946	-561.288644	934.9372908	997.3026957
4	Kombinasi-4	7477.62006	4475.349064	1183.333011	686.072004

##### b. Tinjauan Terhadap Beban Arah Y

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

$$P = 7747,620 \text{ kN}$$

$$M_y = 6380,584 \text{ kNm}$$

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{P}{n} + \frac{My.Y_{maks}}{\Sigma Y^2} \\
 &= \frac{7477,620}{8} + \frac{6380,584.3,5}{54,44} \\
 &= 1289,179 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk kombinasi beban lainnya dapat dilihat dalam Tabel 5.76.

**Tabel 5.76 Gaya Aksial yang Diterima Bored Pile pada Abutment Arah Y**

No	Kombinasi	P (kN)	My (kNm)	P <sub>max</sub> (kN)	P <sub>min</sub> (kN)
1	Kombinasi-1	7477.62006	0	934.7025075	934.7025075
2	Kombinasi-2	7692.82006	0	961.6025075	961.6025075
3	Kombinasi-3	7728.959946	604.462176	999.7012252	932.5387612
4	Kombinasi-4	7477.62006	6380.584112	1289.179403	580.2256124

5. Gaya Lateral pada Tiang Bor

Gaya lateral pada tiang bor disajikan pada Tabel 5.77.

**Tabel 5.77 Gaya Lateral yang diterima Satu Bored Pile  $h = T / n$**

No	Kombinasi	Tx (kN)	Ty (kN)	hx (kN)	hy (kN)	Hmaks (kN)
1	Kombinasi-1	1536.8172	0	192.102	0	192.102
2	Kombinasi-2	1536.8172	0	192.102	0	192.102
3	Kombinasi-3	1536.8172	85.3804	192.102	10.672	192.102
4	Kombinasi-4	2742.4540	1405.6367	342.806	175.704	342.806

6. Kontrol Daya Dukung Ijin Bor Pile

Daya Dukung Ijin pada Pondasi Bored Pile dapat dilihat pada Tabel 5.78 - 5.80.

## a. Kontrol Daya Dukung Ijin Aksial (Arah X)

**Tabel 5.78 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X**

No	Kombinasi	P <sub>max</sub> (kN)	Kontrol thd DDI	P <sub>ijin</sub> (kN)	Kontrol	Keterangan
1	Kombinasi-1	904.0783381	<100%*P <sub>ijin</sub>	1056.236793	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
2	Kombinasi-2	930.5001159	<125%*P <sub>ijin</sub>	1320.295991	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
3	Kombinasi-3	934.9372908	<140%*P <sub>ijin</sub>	1478.73151	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
4	Kombinasi-4	1183.333011	<150%*P <sub>ijin</sub>	1584.355189	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN

## b. Kontrol Daya Dukung Ijin Aksial (Arah Y)

**Tabel 5.79 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y**

No	Kombinasi	P <sub>max</sub> (kN)	Kontrol thd DDI	P <sub>ijin</sub> (kN)	Kontrol	Keterangan
1	Kombinasi-1	934.7025075	<100%*P <sub>ijin</sub>	1056.236793	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
2	Kombinasi-2	961.6025075	<125%*P <sub>ijin</sub>	1320.295991	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
3	Kombinasi-3	999.7012252	<140%*P <sub>ijin</sub>	1478.73151	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN
4	Kombinasi-4	1289.179403	<150%*P <sub>ijin</sub>	1584.355189	P <sub>max</sub> < P <sub>ijin</sub>	AMAN

c. Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral *Bor Pile***Tabel 5.80 Daya Dukung Ijin Lateral *Bor Pile***

No	Kombinasi	H <sub>max</sub> (kN)	Kontrol thd DDI	H <sub>ijin</sub> (kN)	Kontrol	Keterangan
1	Kombinasi-1	192.1021583	<100%*P <sub>ijin</sub>	202.686	H <sub>max</sub> < H <sub>ijin</sub>	AMAN
2	Kombinasi-2	192.1021583	<125%*P <sub>ijin</sub>	253.3575	H <sub>max</sub> < H <sub>ijin</sub>	AMAN
3	Kombinasi-3	192.1021583	<140%*P <sub>ijin</sub>	283.7604	H <sub>max</sub> < H <sub>ijin</sub>	AMAN
4	Kombinasi-4	342.8067581	<150%*P <sub>ijin</sub>	304.029	H <sub>max</sub> < H <sub>ijin</sub>	AMAN

7. Penulangan *Bor Pile* pada *Abutment*

Penulangan pondasi *bor pile* pada *abutment* terdiri dari perhitungan tulangan longitudinal tekan lentur dan tulangan geser sebagai berikut.

a. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Beban maksimum pada *bored pile*

$P_{maks} = P_{ijin}$  diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin aksial.

$M_{maks}$  diperoleh dari perhitungan momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral.

$$P_{maks} = P_{ijin} = 2463,008 \text{ kN}$$

$$M_{maks} = 1418,596 \text{ kNm}$$

Faktor beban ultimate,  $K = 1,5$

$$P_u = K \cdot P_{maks} = 1,5 \cdot 2463,008 = 3694,512 \text{ kN}$$

$$M_u = K \cdot M_{maks} = 1,5 \cdot 1418,596 = 2127,894 \text{ kNm}$$

Kuat tekan beton,  $f'_c = 20,75 \text{ MPa}$

Diameter tiang bor,  $D = 1000 \text{ mm}$

Luas penampang tiang bor,

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 800^2 = 502645,824 \text{ mm}^2$$

Tebal ekuivalen penampang,  $b = h = \sqrt{A_g} = \sqrt{502645,824} = 708,981 \text{ mm}$ .

Penutup beton,  $p_b = 100 \text{ mm}$

Diameter tulangan lentur, D25

Sesuai dengan peraturan SNI tahun 2012 dipakai rasio tulangan minimal sebesar,  $\rho = 1 \%$ .

Luas tulangan yang diperoleh,

$$A_s = \rho \cdot A_g = 1\% \cdot 502645,824 = 5026,548 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D25

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = \frac{A_s}{A_{1D}} = \frac{5026,548}{490,874} = 11 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan **11 D25**.

b. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser *bor pile* didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Panjang tiang *bor pile*,  $L = 13,3 \text{ m} = 13300 \text{ mm}$

Gaya aksial ultimit,  $P_u = 3694,512 \text{ kN} = 3694512,961 \text{ N}$

Momen ultimit,  $M_u = 2127894214 \text{ Nmm}$

Gaya lateral ijin,  $h_{ijin} = 202686 \text{ N}$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7$

Gaya geser ultimit akibat momen,

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{2127894214}{13300} = 159992,046 \text{ N}$$

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral,

$$V_u = K \cdot h_{ijin} = 1,5 \cdot 202686 = 304209 \text{ N}$$

Diambil gaya geser ultimit  $V_u = 304209 \text{ N}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$\begin{aligned} d' &= p_b + D/2 + D_{tul \text{ geser}} \\ &= 100 + 25/2 + 10 = 122,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diameter *bor pile*,  $D = 0,80 \text{ m} = 800 \text{ mm}$

Luas penampang tiang bor,

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 800^2 = 502654,824 \text{ mm}^2$$

Tebal ekuivalen penampang,  $h = \sqrt{A_g} = \sqrt{502654,824} = 708,981 \text{ mm}$

Lebar ekuivalen penampang,  $b = h = 708,981 \text{ mm}^2$

Tebal efektif,

$$d = h - d' = 708,981 - 122,5 = 586,481 \text{ mm}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \left( 1 + \frac{Pu}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= \left( 1 + \frac{2483782,52}{14 \cdot 502654,824} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 708,981 \cdot 586,481 \\ &= 481412,008 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,7 \cdot 481412,008 = 336988,405 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{336988,405}{0,7} = 481412,008 \text{ N}$$

Luas core pondasi,

$$A_c = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 600^2 = 282743,338$$

Rasio tulangan geser spiral.

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{rc}}{f_y} = 0,45 \left( \frac{502654,824}{282743,338} - 1 \right) \frac{20,75}{390} = 0,0186$$

Kebutuhan tulangan spiral

$$\rho_s \cdot A_c = 0,0186 \cdot 282743,338 = 5259,026 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan geser digunakan tulangan geser spiral dengan D10.

Luas tulangan geser,

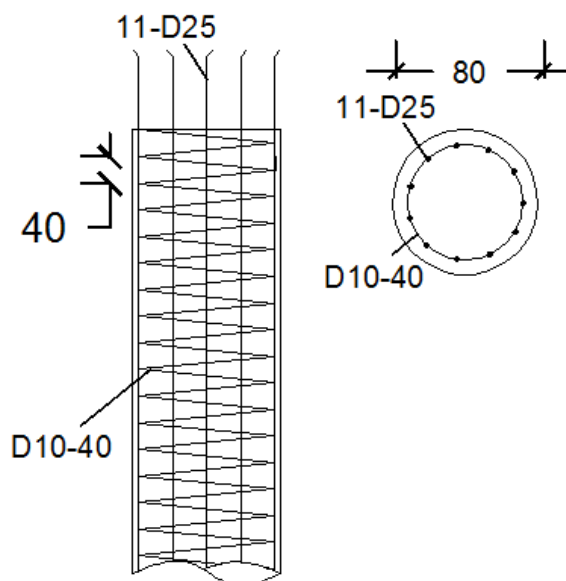
$$A_{sv} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,539 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$s = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{78,539 \cdot 390 \cdot 586,481}{434327,148} = 41,360 \approx 40 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser *bored pile* **D10-40** mm.

Detail penulangan pada bore pile dapat dilihat pada Gambar 5.76.



**Gambar 5.76 Penulangan Bore Pile**

### 5.6.5. Perhitungan *Pile Cap* Abutment

#### 1. Kombinasi Pembebanan Ultimit pada *Pile Cap*

Beban-beban yang bekerja pada *pile cap* dibedakan menjadi dua sesuai dengan arah beban-beban tersebut, yaitu beban arah vertikal dan beban arah horizontal. Beban-beban yang bekerja pada *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.81.

Kemudian beban-beban tersebut dikombinasikan dengan faktor beban ultimit sesuai dengan peraturan RSNIT-02-2005. Perhitungan kombinasi beban pada *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.82 hingga Tabel 5.85 Untuk rekapitulasi pembebanan *pile cap* ultimit dapat dilihat pada Tabel 5.86.

**Tabel 5.81 Beban yang Bekerja pada *Pile Cap Abutment***

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap					
1	Berat sendiri	5978.57			-5089.13	
2	Beban mati tambahan	396.20			-15.85	
3	Tekanan tanah		1336.82		3243.86	
B	Beban Lalu Lintas					
4	Beban lajur "D"	1102.85			-44.11	
5	Pejalan Kaki	215.20			-8.61	
6	Gaya rem		200.00		1354.00	
C	Aksi Lingkungan					
7	Beban angin	36.14		85.38	-1.45	604.46
8	Beban gempa		1405.64	1405.64	6380.58	6380.58

**Tabel 5.82 Pembebanan Ultimit pada *Pile Cap Abutment* Kombinasi 1**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	7772.14			-6615.87	
2	Beban mati tambahan	2.00	792.40			-31.70	
3	Tekanan tanah	1.40		1871.54		4541.40	
4	Beban lajur "D"	1.80	1985.13			-79.41	
5	Pejalan Kaki	1.80		0.00		-15.49	
6	Gaya rem	1.80		360.00		2437.20	
7	Beban angin	1.20					
8	Beban gempa	1.00					
			10549.67	2231.54	0.00	236.14	0.00



**Tabel 5.83 Pembebanan Utimit pada *Pile Cap Abutment* Kombinasi 2**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	7772.14			-6615.87	
2	Beban mati tambahan	2.00	792.40			-31.70	
3	Tekanan tanah	1.40		1871.54		4541.40	
4	Beban lajur "D"	1.80	1985.13			-79.41	
5	Pejalan Kaki	1.80		0.00		-15.49	
6	Gaya rem	1.80		360.00		2437.20	
7	Beban angin	1.20					
8	Beban gempa	1.00					
			10549.67	2231.54	0.00	236.14	0.00

**Tabel 5.84 Pembebanan Ultimit pada *Pile Cap Abutment* Kombinasi 3**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	7772.14			-6615.87	
2	Beban mati tambahan	2.00	792.40			-31.70	
3	Tekanan tanah	1.40		1871.54		4541.40	
4	Beban lajur "D"	1.80	1985.13			-79.41	
5	Pejalan Kaki	1.80		0.00		-15.49	
6	Gaya rem	1.80		360.00		2437.20	
7	Beban angin	1.20	43.37		102.46	-1.73	725.35
8	Beban gempa	1.00					
			10593.04	2231.54	102.46	234.40	725.35

**Tabel 5.85 Pembebanan Ultimit pada *Pile Cap Abutment* Kombinasi 4**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	7772.14			-6615.87	
2	Beban mati tambahan	2.00	792.40			-31.70	
3	Tekanan tanah	1.40		1871.54		4541.40	
4	Beban lajur "D"	1.80	1985.13			-79.41	
5	Pejalan Kaki	1.80					
6	Gaya rem	1.80					
7	Beban angin	1.20					
8	Beban gempa	1.00		1405.64	1405.64	6380.58	6380.58
			10549.67	3277.18	1405.04	4195.01	6380.58

**Tabel 5.86 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ultimit *Pile Cap Abutment***

No	Aksi/Beban	P <sub>u</sub> (kN)	T <sub>ux</sub> (kN)	T <sub>uy</sub> (kN)	M <sub>ux</sub> (kNm)	M <sub>uy</sub> (kNm)
1	Kombinasi-1	10549.671	2231.544	0.000	236.135	0.000
2	Kombinasi-2	10549.671	2231.544	0.000	236.135	0.000
3	Kombinasi-3	10593.039	2231.544	102.457	234.401	725.355
4	Kombinasi-4	10549.671	3277.181	1405.637	4195.014	6380.584

## 2. Penulangan *Pile Cap Abutment*

Berdasarkan hasil perhitungan pembebanan *pile cap* diperoleh besarnya beban ultimit dan momen ultimit yang terbesar pada rekap kombinasi *pile cap* pada Tabel 5.86 yaitu sebesar:

$$P_u = 10593,039 \text{ kN}$$

$$M_u = 4195,014 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah } x, B_x = 4,0 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah } y, B_y = 9,0 \text{ m}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar *pile cap*,

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{terjadi}} &= \frac{\sum Pu}{A} + \frac{\sum Mu}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} = \frac{10593,039}{4,9} + \frac{4195,014}{\frac{1}{6} \cdot 9 \cdot 4^2} \\ &= 469,043 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana *pile cap* ditinjau selebar 1 meter,

$$\begin{aligned}Qu &= \sigma_{\text{terjadi}} \cdot 1 = 469,043 \cdot 1 = 469,043 \text{ kN/m}^2 \\ L &= b_9 = 1,50 \text{ m} \\ Mu &= \frac{1}{2} \cdot Qu \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 469,043 \cdot 1,50^2 = 527,673 \text{ kNm}\end{aligned}$$

a. Penulangan Lentur *Pile Cap* Arah X

Dari perhitungan pembebanan pada *pile cap*, maka diperoleh besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit.

$$\begin{aligned}\text{Momen ultimit,} \quad Mu &= 527,673 \text{ kNm} \\ \text{Tebal } \textit{pile cap}, \quad h &= h_{10} + h_8 = 0,25 + 1,0 = 1,25 \text{ m} \\ \text{Penutup beton,} \quad pb &= 40 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan,} \quad D_{\text{lentur}} &= 25 \text{ mm} \\ &D_{\text{geser}} = 16 \text{ mm} \\ \text{Kuat tekan beton,} \quad f'_c &= 20,75 \text{ MPa} \\ \text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi &= 0,80 \\ \text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton dengan } f'_c < 30 \text{ MPa, } \beta_1 &= 0,85 \\ \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= pb + D_{\text{geser}} + D_{\text{lentur}}/2 \\ &= 40 + 16 + 25/2 = 68,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tebal efektif,

$$\begin{aligned}d &= h - d' \\ &= 1250 - 68,5 = 1181,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar *pile cap* yang ditinjau,  $b = 1000$  mm

Momen nominal rencana *pile cap*,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{527,673}{0,8} = 659,592 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{659,592 \cdot 10^6}{1000 \cdot 1181,5^2} = 0,472$$

Rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0232 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0232 = 0,0174$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,1119$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{22,1119} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22,1119 \cdot 0,472}{390}} \right) = 0,00122 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{perlu} = 0,00122 < \rho_{min} = 0,00359$ , maka rasio tulangan yang dipakai adalah  $\rho = 0,00359$

Luas tulangan pokok,

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,00359 \cdot 1000 \cdot 1181,5 = 4241,282 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25,

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{A_{ID} \cdot b}{A_s} = \frac{490,874 \cdot 1000}{4241,282} = 115,737 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok **D25-100** mm.

b. Tulangan Lentur Arah Y

Untuk tulangan lentur arah y diambil 50% dari luas tulangan pokok,

$$A_{s'} = 50\% \cdot A_s = 50\% \cdot 4241,282 = 2120,641 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25,

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{A_{ID} \cdot b}{A_{s'}} = \frac{490,874 \cdot 1000}{2120,641} = 231,474 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok **D25-200** mm.

c. Tulangan Susut

Luas tulangan susut,

$$A_{sst} = 0,0018 \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 1250 = 2250 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25,

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{A_{1D} \cdot b}{A_{sst}} = \frac{490,874 \cdot 1000}{2250} = 218,17 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan susut **D25-200** mm.

d. Tulangan Geser

Gaya geser ultimit,  $V_u = 215,06 \text{ kN}$

Gaya geser ditinjau selebar 1 meter,

$$V_s = \frac{V_u}{B_x} = \frac{215,06}{4,0} = 53,765 \text{ kN} = 53765 \text{ N}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 1000 \cdot 1181,5 = 896998,11 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,7 \cdot 896998,11 = 627898,674 \text{ N} > V_s = 53765 \text{ N}$$

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi. Namun untuk memudahkan pemasangan dipakai jarak tulangan geser minimal.

Jadi digunakan tulangan geser *Breast Wall* **D16 – 300**

Detail penulangan pile cap *Abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.92.

### 5.6.6. Perhitungan *Breast Wall*

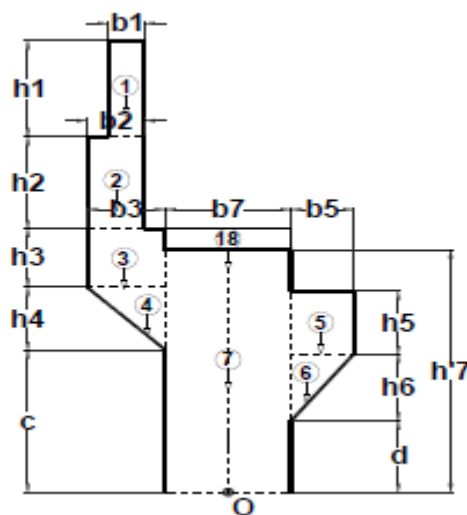
Pada perencanaan *abutment* terdiri dari beberapa bagian. Pada sub bab ini akan dilakukan perencanaan *brast wall*. *Breast wall* merupakan bagian dinding beton bertulang pada *abutment* yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom.

Pada dasarnya analisa yang dibutuhkan dalam mendisain *brast wall* ini adalah besarnya gaya dan momen ultimite yang akan diformulasikan ke dalam grafik Mn-Pn. Perhitungan analisa beban yang bekerja pada *Breast wall abutment* dapat dilihat sebagai berikut.

## 1. Pembebanan Pada *Breast Wall*

### a. Berat Sendiri *Breast Wall* (MS)

*Breast wall* ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada Gambar 5.77.



**Gambar 5.77 Potongan *Breast Wall***

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri pada *breast wall* disajikan pada Tabel 5.87.

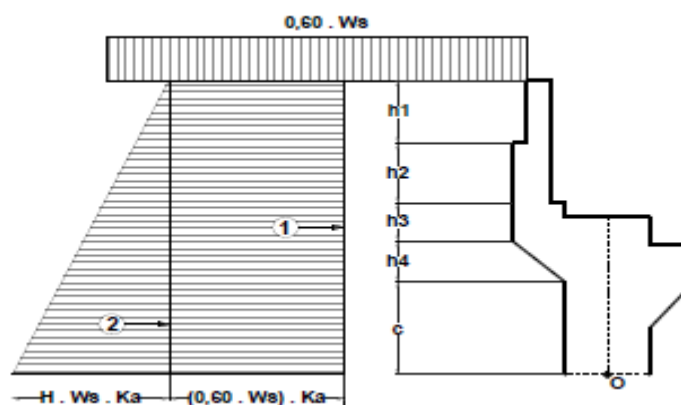
**Tabel 5.87 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Breast Wall***

No	Parameter		Berat (kN)	Direct	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)				
1	0.3	1.23	83.03	-1	2.750	-228.31875
2	0.6	0.54	72.90	-1	2.900	-211.41
3	0.78	0.66	115.83	-1	2.850	-330.1155
4	0.78	0.76	66.69	-1	2.760	-184.0644
5	0.5	0.5	56.25	1	1.250	70.3125
6	0.5	0.8	45.00	1	1.333	59.985
7	0.92	3.5	724.50	1	2.01	1456.245
18	Lateral stop block		10	0	0	0
P <sub>MS</sub> =			<b>1174.195</b>	M <sub>MS</sub> =		<b>632.63385</b>

**Tabel 5.88 Beban Total Akibat Berat Sendiri ( MS )**

No	Berat Sendiri	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MS}$ (kNm)
1	Struktur atas (I girder, median, trotoar)	2451.25	-98.65
2	Struktur bawah (breast wall)	1174.195	632.63385
		<b>3625.445</b>	<b>534.583</b>

## b. Tekanan Tanah ( TA )

**Gambar 5.78 Gaya Akibat Tekanan Tanah Breast Wall**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $w_s$ ) dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ), dengan

$$w_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$Ht = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,52 \text{ m}$$

$$By = 9 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah,

$$Ka = \tan^2(45-\phi/2) = \tan^2(45-31/2) = 0,320$$

$$q = 0,6.w_s = 0,6.17,2 = 10,32 \text{ kPa}$$

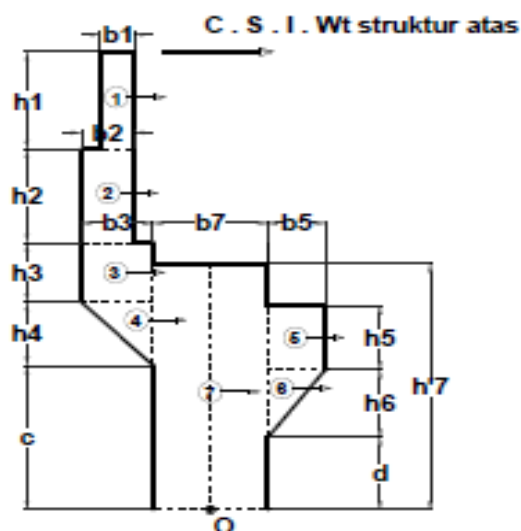
Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *breast wall* disajikan pada Tabel 5.89.



**Tabel 5.89 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Breast Wall***

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan (m)	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = q \cdot H_t \cdot K_a \cdot B_v$	164.114	$y = H_t/2$	2.760	452,924
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H_t^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_v$	754.924	$y = H_t/3$	1.840	1389,060
$T_{TA} =$		919.038		$M_{TA} =$	1842,014

c. Beban Gempa (EQ)

**Gambar 5.79 Gaya Akibat Beban Gempa *Breast Wall***

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

$$H_t = 5,52 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = 0,2205 \cdot W_t \text{ kN (perhitungan sebelumnya)}$$

Untuk perhitungan gaya akibat beban gempa pada *breast wall* disajikan pada Tabel 5.90.

**Tabel 5.90 Perhitungan Beban Gempa Pada *Breast Wall***

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan thd ttk O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
<b>STRUKTUR ATAS</b>					
P <sub>MS</sub>	2991.250	540.501	y = Ht	5.520	2983.563
P <sub>MA</sub>	396.200	87.362	y = Ht	5.520	482.239
<b>ABUTMEN</b>					
1	83.025	18.307	$y_1 = c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	4.905	89.796
2	72.900	16.074	$y_2 = c+h_4+h_3+h_2/2$	4.020	64.619
3	115.830	25.541	$y_3 = c+h_4+h_3/2$	3.420	87.349
4	66.690	14.705	$y_4 = c+2/3*h_4$	2.837	41.714
5	56.250	12.403	$y_5 = d+h_6+h_5/2$	2.750	34.109
6	45.000	9.923	$y_6 = d+2/3*h_6$	2.233	22.160
7	724.500	159.752	$y_7 = h'_7/2$	1.750	279.566
	T <sub>EQx</sub> =	884.568		M <sub>EQx</sub> =	4085.115
	T <sub>EQy</sub> =	884.568		M <sub>EQy</sub> =	4085.115

## 2. Kombinasi Pembebanan Ultimit Pada *Breast Wall*

Rekapitulasi pembebanan Ultimit *Breast Wall* dan Kombinasi pembebanan ultimate *Breast Wall* dapat dilihat pada Tabel 5.91-5.96.

**Tabel 5.91 Pembebanan Ultimit *Breast Wall***

No	Aksi/Beban	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	3625.445			534.584	
2	Beban mati tambahan	396.200			-15.848	
3	Tekanan tanah		919.038		1842.014	
4	Beban lajur "D"	1102.850			-44.114	
5	Pejalan Kaki	215.200			-8.608	
6	Gaya rem		200.000		1104.000	
7	Beban angin	36.140		55.3392	-1.446	290.531
8	Beban gempa		884.568	884.568	4085.115	4085.115

**Tabel 5.92 Pembebanan Ultimit *Breast Wall* Kombinasi 1**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4713.08	0	0	694.96	0
2	Beban mati tambahan	2	792.40	0	0	-31.70	0
3	Tekanan tanah	1.4	0	1286.65	0	2578.82	0
4	Beban lajur "D"	1.8	1985.13	0	0	-79.41	0
5	Pejalan Kaki	1.8					
6	Gaya rem	1.8		360.00	0	1987.20	0
7	Beban angin	1.2					
8	Beban gempa	1					
			<b>7490.60</b>	<b>1646.65</b>	<b>0</b>	<b>5149.87</b>	<b>0</b>

**Tabel 5.93 Pembebanan Ultimit *Breast Wall* Kombinasi 2**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4713.08	0	0	694.96	0
2	Beban mati tambahan	2	792.40	0	0	-31.70	0
3	Tekanan tanah	1.4		1286.65	0	2578.82	0
4	Beban lajur "D"	1.8	1985.13	0	0	-79.41	0
5	Pejalan Kaki	1.8	387.36	0		-15.49	
6	Gaya rem	1.8		360.00	0	1987.20	0
7	Beban angin	1.2					
8	Beban gempa	1					
			<b>7877.97</b>	<b>1646.65</b>	<b>0</b>	<b>5134.38</b>	<b>0</b>

**Tabel 5.94 Pembebanan Ultimit *Breast Wall* Kombinasi 3**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4713.08	0	0	694.96	0
2	Beban mati tambahan	2	792.40	0	0	-31.70	0
3	Tekanan tanah	1.4		1286.65	0	2578.82	0
4	Beban lajur "D"	1.8	1985.13	0	0	-79.41	0
5	Pejalan Kaki	1.8	387.36	0		-15.4944	
6	Gaya rem	1.8		360.00	0	1987.20	0
7	Beban angin	1.2	43.37	0	64.51	-1.73	335.45
8	Beban gempa	1					
			<b>7921.34</b>	<b>1646.65</b>	<b>64.51</b>	<b>5132.65</b>	<b>335.45</b>

**Tabel 5.95 Pembebanan Ultimit *Breast Wall* Kombinasi 4**

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4713.08	0	0	694.96	0
2	Beban mati tambahan	2	792.40	0	0	-31.70	0
3	Tekanan tanah	1.4		1286.65	0	2578.82	0
4	Beban lajur "D"	1.8	1985.13	0	0	-79.41	0
5	Pejalan Kaki	1.8					
6	Gaya rem	1.8					
7	Beban angin	1.2					
8	Beban gempa	1	0	884.57	884.57	4085.11	4085.11
			<b>7490.61</b>	<b>2171.22</b>	<b>884.57</b>	<b>7274.79</b>	<b>4085.11</b>

**Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ultimit**

No	Aksi/Beban	P <sub>u</sub> (kN)	T <sub>ux</sub> (kN)	T <sub>uy</sub> (kN)	M <sub>ux</sub> (kNm)	M <sub>uy</sub> (kNm)
1	Kombinasi-1	7490.608	1646.653	0	5149.8780	0
2	Kombinasi-2	7877.968	1646.653	0	5134.383	0
3	Kombinasi-3	7921.336	1646.653	64.509	5132.648	335.450
4	Kombinasi-4	7490.608	2171.220	884.567	7247.792	4085.114

### 3. Penulangan Pada *Breast Wall*

#### a. Perhitungan Tulangan Pokok

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 20,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 390 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Faktor reduksi kekuatan pokok } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0,6$$

$$\text{Panjang } \textit{breast wall} (B_y) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Pu dan Mu ditinjau selebar 1 m } (b) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{breast wall} (h) = b_4 = 920 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton } (pb) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok } (D) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (D) = 16 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton ( $d'$ ) =  $40 + 25/2 + 16 = 68,5$  mm

Tebal efektif ( $d$ ) =  $920 - 68,5 = 851,5$  mm

**Tabel 5.97 Gaya dan Momen Pada *Breast Wall***

No	Aksi/Beban	Untuk Lebar = by		Untuk Lebar = 1 m	
		Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mu (kNm)
1	Kombinasi-1	7490.608	5149.878	832.289	572.208
2	Kombinasi-2	7877.968	5134.383	875.329	570.487
3	Kombinasi-3	7921.336	5132.648	880.148	570.294
4	Kombinasi-4	7490.608	7247.792	832.289	805.310
				880.148	805.310

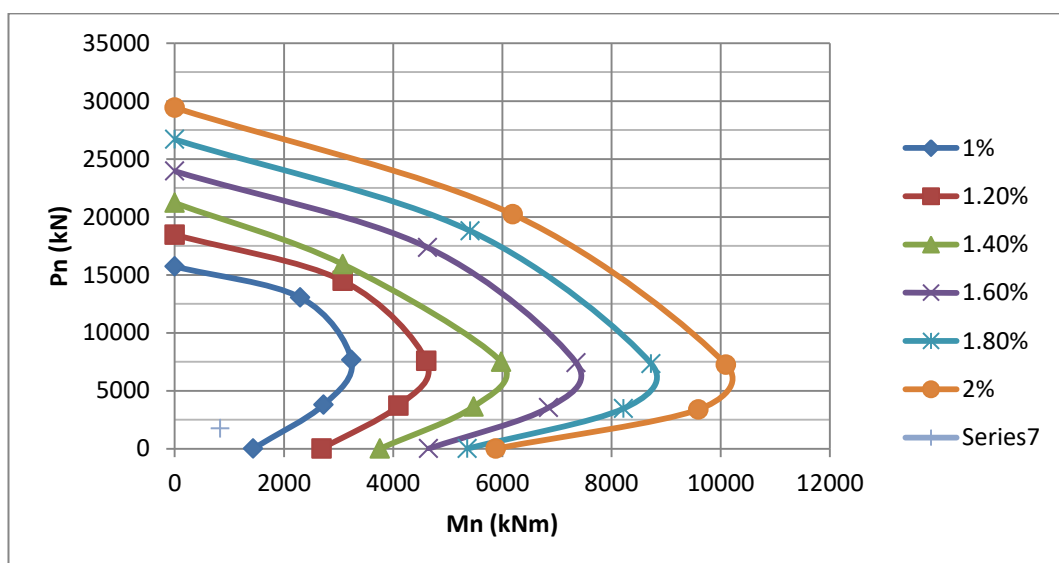
Dari Tabel 5.97 di atas diperoleh dari perhitungan pembebanan ultimit pada *breast wall*, momen dan gaya aksial diambil yang terbesar.

$$P_n = P_u / \phi = 880,148 / 0,6 = 1466,914 \text{ kN}$$

$$M_n = M_u / \phi = 805,310 / 0,8 = 1006,637 \text{ kNm}$$

Luas penampang *breast wall*,

$$A_g = b.h = 1000.920 = 920000 \text{ mm}^2$$



**Gambar 5.80 Diagram Mn Pn Pada *Breast Wall***

Dari Gambar 5.80. Plot nilai  $P_n$  dan  $M_n$  ke dalam diagram interaksi *breast wall*, diperoleh rasio tulangan,  $\rho = 1\%$

Luas tulangan yang diperoleh,  $A_s = \rho \cdot b \cdot h = 1\% \cdot 1000 \cdot 920 = 9200 \text{ mm}^2$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D25.

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

Tulangan desak = tulangan tarik,  $A_s = A_s' = \frac{1}{2} \cdot A_{st} = 4600 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = A_{ID} \cdot b / A_s = 490,8739 \cdot 1000 / 4600 = 106,711 \text{ mm}.$$

Jadi digunakan tulangan pokok *breast wall* **D25-100**.

b. Perhitungan Tulangan Geser

$$\text{Gaya aksial ultimit } (P_u) = 880,148 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit } (M_u) = 805,310 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya lateral ultimit } (V_u) = 2171,220 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi } \textit{breast wall} (L_b) = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } \textit{breast wall} (B_y) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser ultimit akibat momen } (V_u) = 805,310 / 3,5 = 230,088 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit akibat gaya lateral } (V_u) = 2171,220 / 9 = 241,246 \text{ kN}$$

Gaya geser yang terjadi diambil yang terbesar diantara keduanya,

$$\text{Gaya geser ultimit yang terjadi } (V_u) = 241,246 \text{ kN} = 241246,748 \text{ N}$$

Kuat geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right) \\ &= \left( 1 + \frac{953,329}{14 \cdot 920000} \right) \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 1000 \cdot 851,5 \right) = 646509,035 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 646509,035 = 387903,215 \text{ N} > V_u = 241246,748 \text{ N}$$

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi. Namun untuk memudahkan pemasangan dipakai jarak tulangan geser minimal.

Jadi digunakan tulangan geser *Breast Wall* **D16-300**

Detail penulangan pada *Breast Wall* dapat dilihat pada Gambar 5.92.

### 5.6.7. Perhitungan *Back Wall*

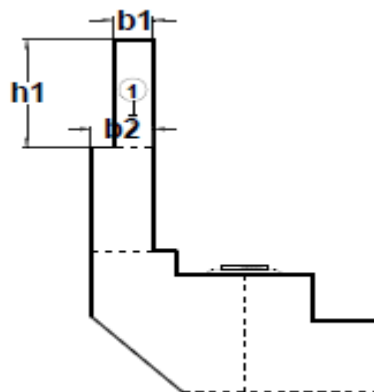
Pada sajian Gambar 5.81 dapat dilihat bagian dari *back wall abutment*. Ada 2 bagian/section yang akan dilakukan analisa penghitungan strukturnya yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah.

Pembebanan Pada *Back Wall* :

#### 1. *Back Wall* Atas

##### a. Berat Sendiri ( MS )

*Back wall* atas ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada Gambar 5.81 berikut ini.



**Gambar 5.81 Potongan *Back Wall* Atas**

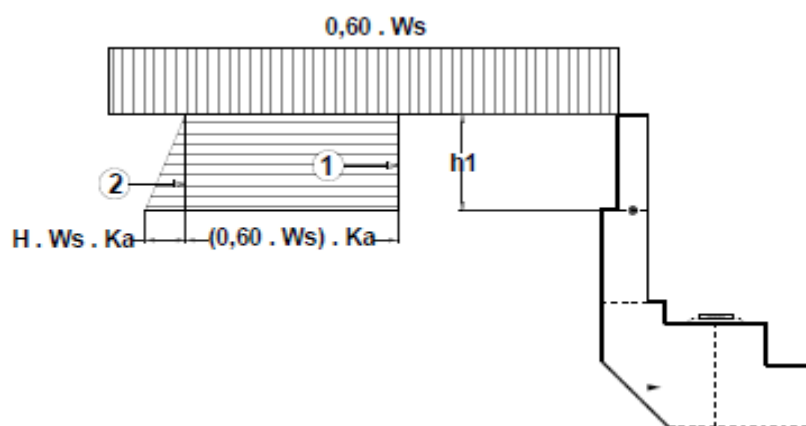
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* atas disajikan pada Tabel 5.98.

Tabel 5.98 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Atas

No	Parameter			bj (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	l (m)		
1	0.30	1,23	9	25	83.025
				P <sub>MS</sub> =	83.025

b. Tekanan Tanah ( TA )

Gambar 5.82 Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $w_s$ ) dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ), di mana:

$$w_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$H' = h_1 = 1,23 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 31/2) = 0,32$$

$$q = 0,6 \cdot w_s = 0,6 \cdot 17,2 = 10,32 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *breast wall* disajikan pada Tabel 5.99.



**Tabel 5.99 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas**

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan (m)	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = q \cdot H' \cdot K_a \cdot B_v$	36.568	$y = H'/2$	0.615	22.490
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H'^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_v$	37.483	$y = H'/3$	0.410	15.368
	$T_{TA} =$	74.051		$M_{TA} =$	37.858

## c. Beban Truk ( TT )

Beban truk,  $T = 112,5$  kN;  $DLA = 0,4$

Beban akibat truk,  $T_{TT} = (1+DLA) \cdot T = (1+0,4) \cdot 112,5 = 157,5$  kN

Lengan,  $b_1/2 = 0,30/2 = 0,15$  m

Momen akibat beban truk,  $M_{TD} = T_{TT} \cdot L = 157,5 \cdot 0,15 = 23,625$  kNm

## d. Beban Rem ( TB )

Untuk bangunan jembatan  $L = 40$  m, maka gaya rem ( $T_{TB}$ ) yang dipakai sebesar 100 kN.

Besarnya gaya yang bekerja,

$$T_{TB} = \text{jumlah jalur} \cdot T_{TB} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ kN}$$

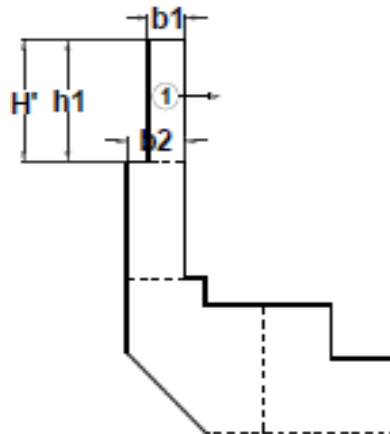
Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = H' + t_a = 1,23 + 0,05 = 1,28 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 200 \cdot 1,28 = 256 \text{ kNm}$$

e. Beban Gempa ( EQ )



**Gambar 5.83 Gempa Akibat Beban Gempa *Back Wall* Atas**  
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Diketahui,

$$H' = h_1 = 1,23 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = Kh.I.Wt = 0,2205 Wt \text{ kN (perhitungan sebelumnya)}$$

$$Wt = 83,025 \text{ kN}$$

Gaya gempa pada *back wall* atas,

$$T_{EQ} = 0,2205 \cdot 83,025 = 18,307 \text{ kN}$$

Lengan gaya gempa,

$$y = h_1/2 = 1,23/2 = 0,615 \text{ m}$$

Momen akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot y = 18,307 \cdot 0,615 = 11,258 \text{ kNm}$$

Kombinasi pembebanan *back wall* atas disajikan pada Tabel 5.100.

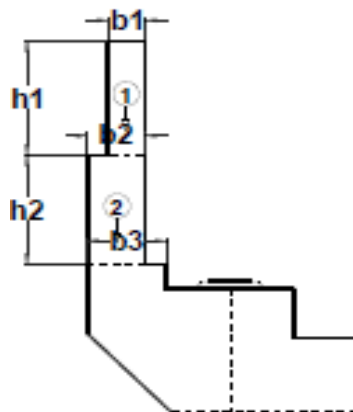
**Tabel 5.100 Kombinasi Beban Ultimit Pada *Back Wall* Atas**

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1.3	83.025	51.060	107.933	66.378
2	Tekanan tanah (TA)	1.4	74.052	37.858	103.673	53.001
3	Beban hidup (TT)	1.8	157.500	23.625	283.500	42.525
4	Beban rem (TB)	1.8	200.000	256.000	360.000	460.800
5	Gempa statik ekivalen (EQ)	1	18.307	11.259	18.307	11.259
Beban Ultimit pd <i>Back Wall</i> Atas					<b>873,412</b>	<b>633,963</b>

## 2. *Back Wall* Bawah

### a. Berat Sendiri ( MS )

*Back wall* bawah ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada Gambar 5.84.

**Gambar 5.84 Potongan *Back Wall* Bawah**

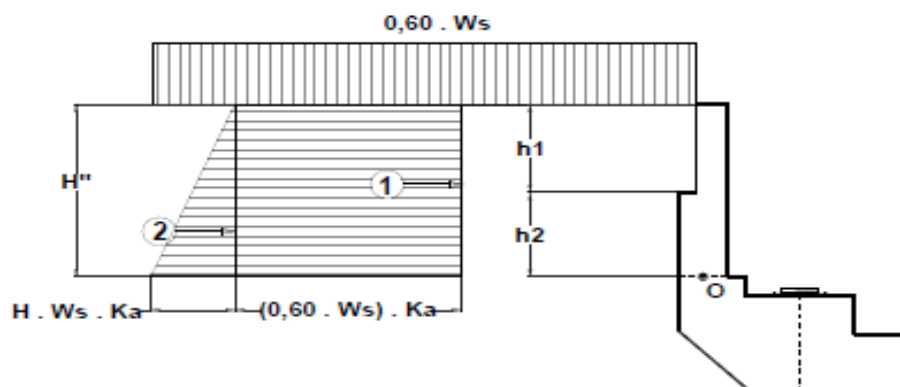
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* bawah disajikan pada Tabel 5.101.

**Tabel 5.101 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Bawah**

No	Parameter			bj (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	l (m)		
1	0.30	1.23	9	25	83.025
2	0.60	0.54	9	25	72,90
P <sub>MS</sub> =					155,925

## b. Tekanan Tanah ( TA )



**Gambar 5.85 Tekanan Tanah Pada Back Wall Bawah**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $w_s$ ) dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ), di mana:

$$w_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$H' = 1,77 \text{ m}$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 31/2) = 0,320$$

$$q = 0,6 \cdot w_s = 0,6 \cdot 17,2 = 10,32 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *back wall* disajikan pada tabel 5.102.

**Tabel 5.102 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada Back Wall Bawah**

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan (m)	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = q \cdot H' \cdot K_a \cdot B_y$	52,623	$y = H'/2$	0,885	46,572
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H'^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot B_y$	77,620	$y = H'/3$	0,590	45,796
	$T_{TA} =$	130,243		$M_{TA} =$	92,367

## c. Beban Truk ( TT )

Beban truk,  $T = 112,5 \text{ kN}$ ;  $DLA = 0,4$

Beban akibat truk,  $T_{TT} = (1+DLA).T = (1+0,4).112,5 = 157,5 \text{ kN}$

Lengan,  $b_2/2 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$

Momen akibat beban truk,  $M_{TD} = T_{TT}.L = 157,5.0,3 = 47,25 \text{ kNm}$

## d. Beban Rem ( TB )

Untuk bangunan jembatan  $L = 40 \text{ m}$ , maka gaya rem ( $T_{TB}$ ) yang dipakai sebesar  $100 \text{ kN}$ .

Besarnya gaya yang bekerja,

$$T_{TB} = \text{jumlah jalur} \cdot T_{TB} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ kN}$$

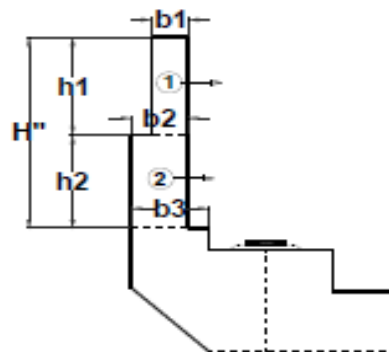
Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = H' + t_a = 1,82 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 200 \cdot 1,82 = 364 \text{ kNm}$$

## e. Beban Gempa ( EQ )



**Gambar 5.86 Gempa Akibat Beban Gempa Back Wall Bawah**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Diketahui,

$$H' = h_1 = 1,77 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = Kh.I.Wt = 0,2205 Wt \text{ kN (perhitungan sebelumnya)}$$

Kombinasi perhitungan gaya dan pembebanan *back wall* bawah disajikan pada Tabel 5.103 dan 5.104.

**Tabel 5.103 Perhitungan Gaya Akibat Beban Gempa Pada *Back Wall* Bawah**

No	Berat Wt (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan	Besar y (m)	$M_{EQ}$ (kNm)
1	83.025	18.307	$y = H' - h1/2 =$	1.155	21.145
2	72,900	16.074	$y = h2/2 =$	0.270	4.340
	$T_{EQ} =$	34.381		$M_{EQ} =$	25.485

**Tabel 5.104 Kombinasi Beban Ultimit Pada *Back Wall* Bawah**

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1.3	155.925	115.577	202.703	150.250
2	Tekanan tanah (TA)	1.4	130.243	92.367	182.340	129.314
3	Beban hidup (TT)	1.8	157.500	47.250	283.500	85.050
4	Beban rem (TB)	1.8	200.000	364.000	360.000	655.200
5	Gempa statik ekuivalen (EQ)	1.0	34.381	25.485	34.381	25.485
Beban Ultimit pd <i>Back Wall</i> Bawah					1062.924	1045.299

#### Penulangan Pada *Back Wall*

##### 1. Penulangan Pada *Back Wall* Atas

###### a. Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *back wall* atas maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi *back wall* atas pada Tabel 5.100 yaitu sebesar:

$$Mu = 633,963 \text{ kNm}$$

$$Vu = 873,412 \text{ kN}$$

Mu dan Vu ditinjau selebar 1 m, dengan  $B_y = 9 \text{ m}$ , maka:

$$Mu = 633,963 / 9 = 70,440 \text{ kNm}$$

$$Vu = 873,412 / 9 = 97,045 \text{ kN}$$

Tebal *back wall* atas,  $h = b_1 = 300$  mm

Penutup beton,  $p_b = 40$  mm

Diameter tulangan,  $D = 16$  mm

$D = 13$  mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = p_b + D_{\text{tul pokok}}/2 + D_{\text{senggang}}$   
 $= 40 + 16/2 + 13 = 61$  mm

Tebal efektif,  $d = h - d' = 300 - 61 = 239$  mm

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000$  mm

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{70,440}{0,8} = 88,050 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{88,050 \cdot 10^6}{1000 \cdot 239^2} = 1,541 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0232$$

$$\rho_{max} = 75\% \cdot \rho_b = 75\% \cdot 0,0232 = 0,0174$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,112$$

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

$$= \frac{1}{22,112} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22,112 \cdot 1,529}{390}} \right) = 0,0041$$

Karena  $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$ , maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho = 0,0041$

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0041 \cdot 1000 \cdot 239 = 989,983 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jadi digunakan tulangan D16, } A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,061 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D} \cdot b}{A_s} = \frac{201,061 \cdot 1000}{989,983} = 203,096 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D16 – 200**

b. Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

$$V_u = 97,045 \text{ kN} = 97045,803 \text{ N}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 1000 \cdot 239 = 181449,468 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 181449,468 = 127014,628 \text{ N} > V_u$$

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi. Namun untuk memudahkan pemasangan dipakai jarak tulangan geser minimal.

Jadi digunakan tulangan geser *back wall* atas **D13 – 300**.

Detail penulangan pada back wall atas dapat dilihat pada Gambar 5.92.



## 2. Penulangan Pada *Back Wall* Bawah

### a. Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *back wall* bawah maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi *back wall* bawah pada tabel 5.104 yaitu sebesar :

$$Mu = 1045,298 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1062,924 \text{ kN}$$

$Mu$  dan  $Vu$  ditinjau selebar 1 m, dengan  $By = 9 \text{ m}$ , maka:

$$Mu = 1045,298 / 9 = 116,144 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1062,924 / 9 = 118,102 \text{ kN}$$

Tebal *back wall* atas,  $h = b_1 = 600 \text{ mm}$

Penutup beton,  $p_b = 40 \text{ mm}$

Diameter tulangan,  $D = 16 \text{ mm}$

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' &= p_b + D_{\text{tul pokok}}/2 + D_{\text{senggang}} \\ &= 40 + 16/2 + 13 = 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d' = 600 - 61 = 539 \text{ mm}$$

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{116,144}{0,8} = 145,180 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{145,180 \cdot 10^6}{1000 \cdot 539^2} = 0,499 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} \cdot \left( \frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0232 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 75\% \cdot \rho_b = 75\% \cdot 0,0232 = 0,0174$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,112$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y} \right)} \right)$$

$$= \frac{1}{22,112} \cdot \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2 \cdot 22,112 \cdot 0,499}{390} \right)} \right) = 0,00130$$

Karena  $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$ , maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho_{pakai} = 0,0035$

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00359 \cdot 1000 \cdot 531,5 = 1934,871 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan D16,

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,061 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D} \cdot b}{A_s} = \frac{201,061 \cdot 1000}{1934,871} = 103,914 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D16 – 100**

#### b. Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

$$V_u = 118,102 \text{ kN} = 118102,702 \text{ N}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 1000 \cdot 539 = 409210,308 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 409210,308 = 286447,215 \text{ N} > V_u$$

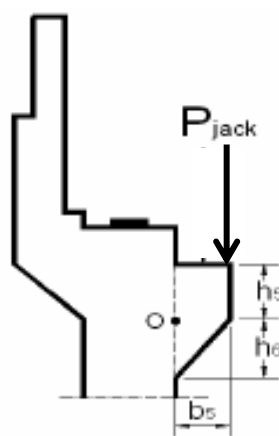
Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi. Namun untuk memudahkan pemasangan dipakai jarak tulangan geser minimal.

Jadi digunakan tulangan geser *back wall* bawah **D13 – 300**

Detail penulangan pada back wall bawah dapat dilihat pada Gambar 5.92.

### 5.6.8. Perhitungan *Corbel*

Pada saat penggantian *bearing* pada (*elastomer*), *corbel* (lihat Gambar 5.87) direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari : berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas.



**Gambar 5.87 Potongan *Corbel***

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

#### 1. Berat Sendiri ( MS )

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri *corbel* disajikan pada Tabel 5.105.

**Tabel 5.105 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri Corbel**

No	Parameter		Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)			
5	0.5	0.5	56.25	0.5	28.125
6	0.5	0.8	45	0.5	22.50
P <sub>MS</sub> =			101.25	M <sub>MS</sub> =	50.625

## 2. Gaya dan Momen ultimit Pada Corbel

$$\text{Gaya pada corbel} = P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$$

$$\text{Lengan, } y = b/2 = 0,5/2 = 0,25 \text{ m}$$

Perhitungan gaya dan momen ultimit akibat beban struktur atas dan beban lalu lintas pada corbel disajikan pada tabel 5.106.

**Tabel 5.106 Perhitungan Gaya dan Momen Ultimit Pada Corbel**

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	P (kN)	Vu (kN)	e (m)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	101.25	131.63		65.81
2	Berat sendiri struktur atas	1.3	2451.25	3186.63	0.5	1593.31
3	Beban mati tambahan	2	396.20	792.40	0.5	396.20
			Vu =	4110.65	Mu =	2055.33

## 3. Penulangan Corbel

## a. Perhitungan Tulangan Pokok

Dari perhitungan pembebanan pada corbel maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi corbel pada tabel 5.106 yaitu sebesar:

$$Mu = 2055,33 \text{ kNm}$$

$$Vu = 4110,65 \text{ kN}$$

Mu dan Vu ditinjau selebar 1 m, dengan By = 9 m, maka:

$$Mu = 2055,33 / 9 = 228,369 \text{ kNm}$$

$$Vu = 4110,65 / 9 = 456,738 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal corbel, } h = h_5 + h_6 = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

Diameter tulangan,  $D = 25 \text{ mm}$

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' &= p_b + D_{\text{tul pokok}}/2 + D_{\text{senggang}} \\ &= 40 + 25/2 + 16 = 68,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d' = 900 - 68,5 = 831,5 \text{ mm}$$

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{228,369}{0,8} = 285,461 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{2885,461 \cdot 10^6}{1000 \cdot 831,5^2} = 0,412 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0232 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 75\% \cdot \rho_b = 75\% \cdot 0,0232 = 0,0174$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,111$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{22,111} \cdot \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2 \cdot 22,111 \cdot 0,412}{390} \right)} \right) = 0,00107 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$ , maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho = 0,00359$ .

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00359 \cdot 1000 \cdot 831,5 = 2984,871 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan D25,

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{ID} \cdot b}{A_s} = \frac{490,874 \cdot 1000}{2984,871} = 164,453 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 150**

c. Tulangan Susut

$$A_{sst} = 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 2984,871 = 1492,435$$

Dipakai tulangan susut D-16

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{ID} \cdot b}{A_s} = \frac{201,06191000}{1492,435} = 134,720 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D16 – 120**

d. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

$$V_u = V_s = 456,738 \text{ kN} = 456738,889 \text{ N}$$

Jadi digunakan tulangan D13,

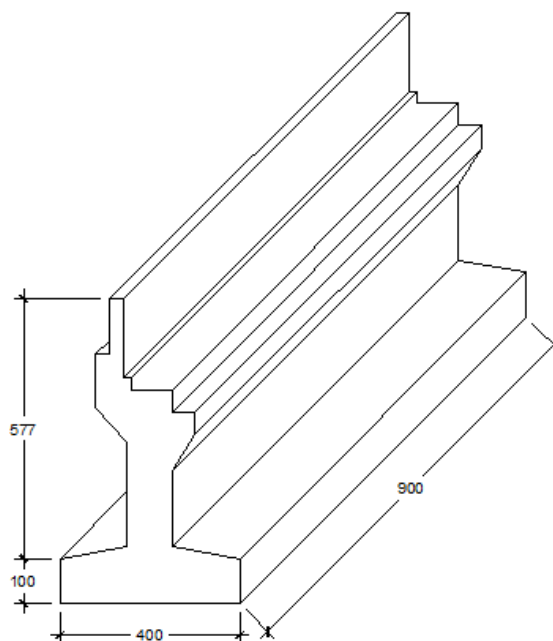
$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser,

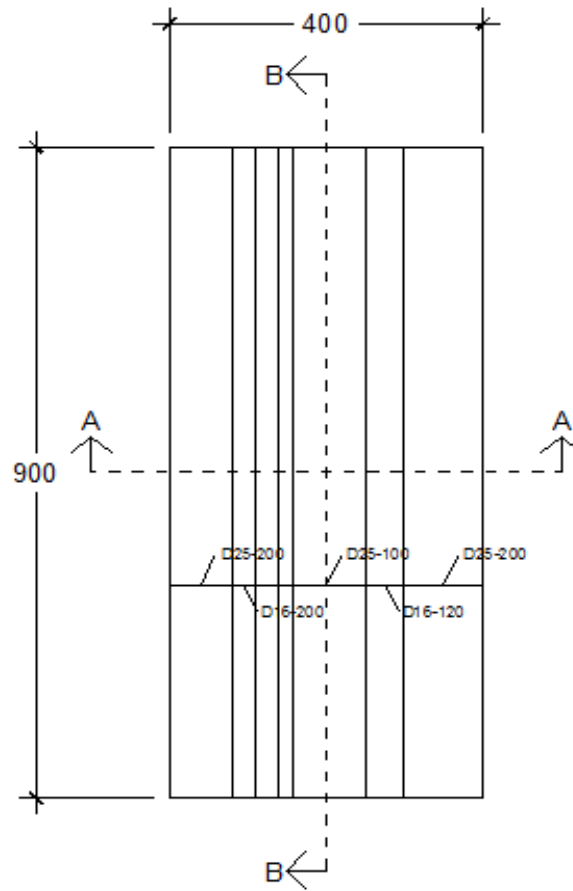
$$S = \frac{n \cdot A_{ID} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 132,732 \cdot 390 \cdot 681,5}{456738,89} = 154,478 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan geser **D13 – 150**

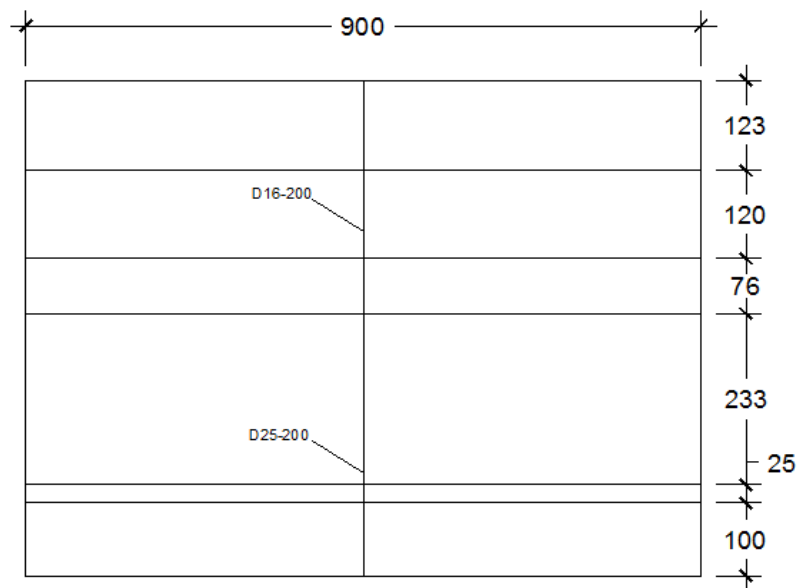
Detail penulangan pada *abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.92.



**Gambar 5.88 Penampang Abutment**

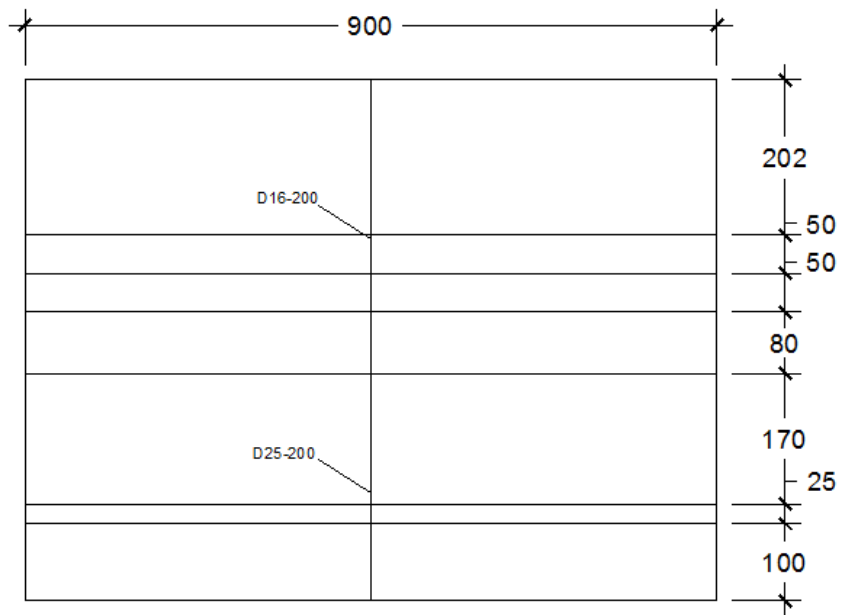


**Gambar 5.89 Tampak Atas Abutment**

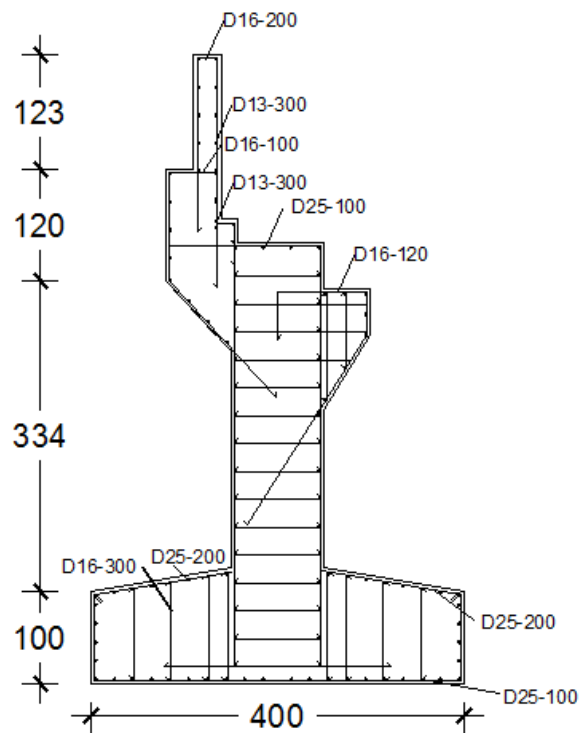


**Gambar 5.90 Potongan B-B (Depan)**





**Gambar 5.91 Potongan B-B (Belakang)**

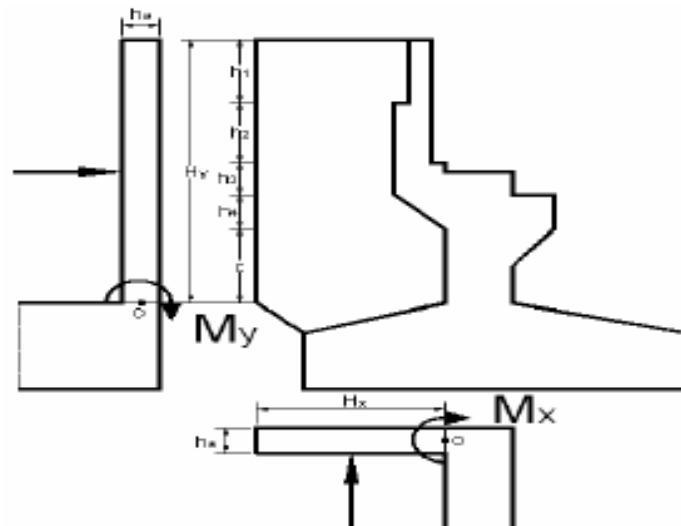


**Gambar 5.92 Potongan A-A (Penulangan *Abutment*)**

### 5.6.9. Perhitungan Wing Wall

1. Pembebanan pada Wing Wall dapat dilihat pada Gambar 5.93.

a. Tekanan Tanah ( TA )



**Gambar 5.93 Potongan Wing Wall**

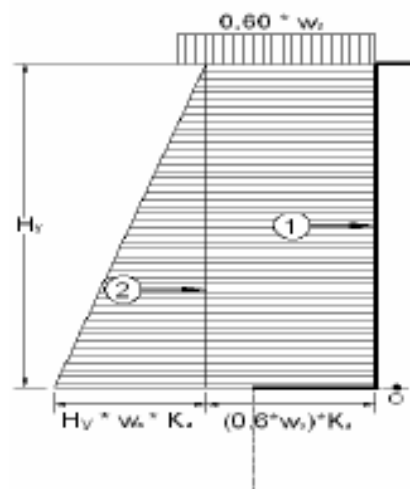
(Sumber: Noer, M.I., 2010)

$$\text{Tinggi wing wall, } H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,52 \text{ m}$$

$$\text{Lebar wing wall, } H_x = b_0 + b_8 = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal wing wall, } h_w = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Berat wing wall, } W_t = H_y \cdot H_x \cdot h_w \cdot w_c = 128,34 \text{ kN}$$



**Gambar 5.94 Tekanan Tanah Pada Wing Wall**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) dan sudut gesek dalam ( $\phi$ ), dengan :

$$ws = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 29,31/2) = 0,320$$

$$q = 0,6 \cdot ws = 0,6 \cdot 17,2 = 10,32 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *wing wall* disajikan pada tabel 5.107.

**Tabel 5.107 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pada  
*Wing Wall***

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan (m)	y (m)	$M_y$ (kNm)	Lengan (m)	x (m)	$M_x$ (kNm)
1	$T_{TA} = q \cdot H_x \cdot K_a \cdot H_y$	56.53	$y = H_y/2$	2.76	156.02	$y = H_x/2$	1.55	87.62
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H_y^2 \cdot w_s \cdot K_a \cdot H_x$	260.03	$y = H_y/3$	1.84	478.45	$y = H_x/2$	1.55	403.05
	$T_{TA} =$	316.56		$M_y =$	634.47		$M_x =$	490.66

b. Beban Gempa Statik Ekuivalen

Berat *wing wall*,  $W_t = 128,34 \text{ kN}$

Gaya gempa horisontal,  $T_{EQ} = 0,2205 \cdot W_t = 0,2205 \cdot 128,34 = 28,30 \text{ kN}$

Arah X,

Lengan,  $x = H_x/2 = 3,1/2 = 1,55 \text{ m}$

Momen arah X,  $M_x = 1/2 \cdot T_{EQ} \cdot x = 1/2 \cdot 28,30 \cdot 1,55 = 21,93 \text{ kNm}$

Arah Y,

Lengan,  $y = H_y/2 = 5,52/2 = 2,76 \text{ m}$

Momen arah Y,  $M_y = 1/2 \cdot T_{EQ} \cdot y = 1/2 \cdot 28,30 \cdot 2,76 = 39,05 \text{ kNm}$

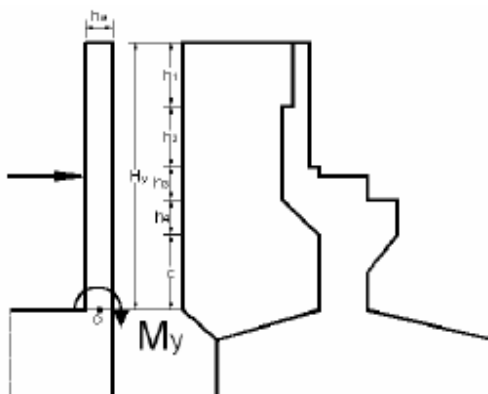
Perhitungan gaya dan momen ultimit pada *wing wall* disajikan pada Tabel 5.108.

**Tabel 5.108 Perhitungan Momen Ultimit Pada *Wing Wall***

No	Beban/ Aksi	Faktor Beban	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)	Vu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan Tanah (TA)	1.40	316.56	634.47	490.66	443.18	888.26	686.93
2	Gempa Statik Ekuivalen (EQ)	1.00	28,30	39,05	21.93	28.30	39.05	21.93
						471.48	927.31	708.86

## 2. Penulangan Pada *Wing Wall*

### a. Tinjauan *wing wall* arah vertikal ( Y )



**Gambar 5.95 Tinjauan *Wing Wall* Arah Vertikal**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dari perhitungan pembebanan pada *wing wall* maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel 5.97 yaitu sebesar:

$$M_{uy} = 927,312 \text{ kNm}$$

$$H_x = 3,1 \text{ m}$$

$M_u$  ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 927,312 / 3,1 = 299,133 \text{ kNm}$$

Tebal *wing wall*,  $h = h_w = 0,3 \text{ m}$

Penutup beton,  $p_b = 40 \text{ mm}$

Diameter tulangan,  $D = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' &= p_b + D_{\text{tul pokok}}/2 \\ &= 40 + 25/2 = 52,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d' = 300 - 52,5 = 247,5 \text{ mm}$$

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{299,133}{0,8} = 373,92 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{373,92 \cdot 10^6}{1000 \cdot 247,5^2} = 6,10 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0233 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 75\% \cdot \rho_b = 75\% \cdot 0,0233 = 0,01747$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,112$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{22,112} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22,112 \cdot 6,10}{390}} \right) = 0,0201 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$ , maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho_{pakai} = 0,01747$

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,01747 \cdot 1000 \cdot 247,5 = 4324,579 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan D25,

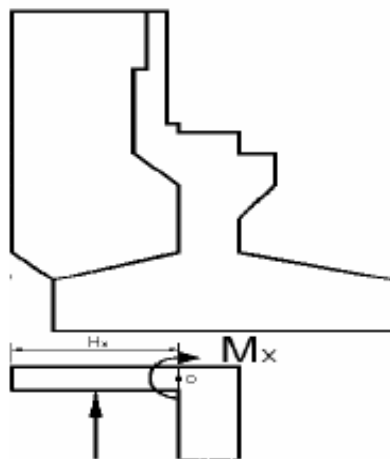
$$A_{ID} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{ID} \cdot b}{A_s} = \frac{490,874 \cdot 1000}{4324,579} = 113,508 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 100**

b. Tinjauan *wing wall* arah horisontal ( X )



**Gambar 5.96 Tinjauan *Wing Wall* Arah Horisontal**

(Sumber: Noer, M.I., 2010)

Dari perhitungan pembebanan pada *wing wall* maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel 5.97 yaitu sebesar:

$$M_{ux} = 708,861 \text{ kNm} , H_y = 5,52 \text{ m}$$

Mu ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 708,861 / 5,52 = 128,416 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal } wing \text{ wall, } h = h_w = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan, } D = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' &= p_b + D_{\text{tul pokok}}/2 \\ &= 40 + 25/2 = 52,5 \text{ mm} \\ \text{Tebal efektif, } d = h - d' &= 300 - 52,5 = 247,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{128,416}{0,8} = 160,521 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{160,521 \cdot 10^6}{1000 \cdot 247,5^2} = 2,620 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \cdot \frac{0,85 \cdot 20,75}{390} \cdot \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,02329 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 75\% \cdot \rho_b = 75\% \cdot 0,02329 = 0,01747$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 20,75} = 22,112$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{22,112} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22,112 \cdot 2,620}{390}} \right) = 0,0073 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$ , maka rasio tulangan yang dipakai,  $\rho = 0,0073$

Luas tulangan pokok,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0073 \cdot 1000 \cdot 247,5 = 1809,220 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan D25,

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,873 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D} \cdot b}{A_s} = \frac{490,873 \cdot 1000}{1809,220} = 271,317 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 250**.

e. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

$$V_u = 471,479 \text{ kN} = 471479,454 \text{ N}$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{20,75} \cdot 1000 \cdot 247,5 = 187902,693 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 187902,693 = 112741,616 \text{ N} < V_u$$

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser,

$$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c = 471479,454 - 112741,611 = 358737,838 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{\phi \cdot V_s}{\phi} = \frac{358737,838}{0,6} = 597896,397 \text{ N}$$

Jadi digunakan tulangan D25,

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,873 \text{ mm}^2$$

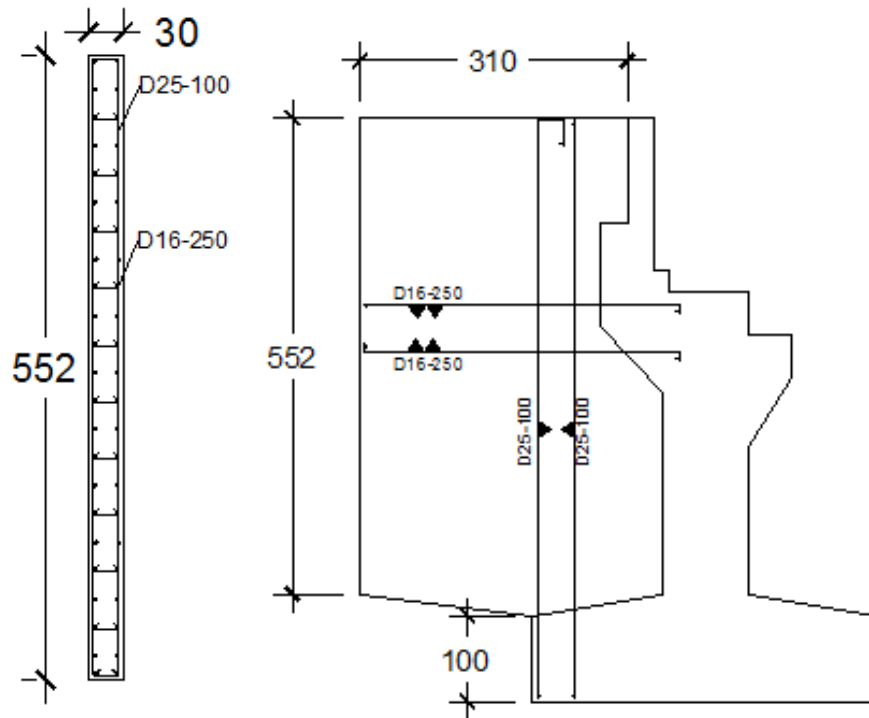
Jarak tulangan geser,

$$S = \frac{n \cdot A_{1D} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 490,873 \cdot 390 \cdot 247,5}{597896,397} = 158,490 \text{ mm}$$



Jadi digunakan tulangan geser **D25 – 150**

Detail penulangan pada wing wall bawah dapat dilihat pada Gambar 5.97.



**Gambar 5.97** Penulangan *Wing Wall*

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1. Kesimpulan**

Berdasarkan hasil dari perhitungan dan pembahasan yang telah ditunjukkan pada bab-bab sebelumnya, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut ini.

1. Kombinasi antara mutu beton ukuran tinggi girder yang masih aman digunakan dalam perencanaan Jembatan Buntung adalah:
  - a. H-210 dengan  $f_c'$  33,2 MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa, dan 66,4 MPa.
  - b. H-170 dengan  $f_c'$  33,2 MPa, 41,5 MPa, 49,8 MPa, 58,1 MPa, dan 66,4 MPa.
  - c. H-160 dengan  $f_c'$  49,8 MPa, 58,1 MPa, dan 66,4 MPa.
2. Dari semua kombinasi antara mutu beton dan ukuran tinggi girder yang masih aman digunakan terdapat harga yang paling murah yaitu kombinasi H-160 dengan  $f_c'$  49,8 MPa.

#### **6.2 Saran**

Berdasarkan hasil dari kesimpulan diatas, maka dapat diusulkan beberapa saran antara lain sebagai berikut ini.

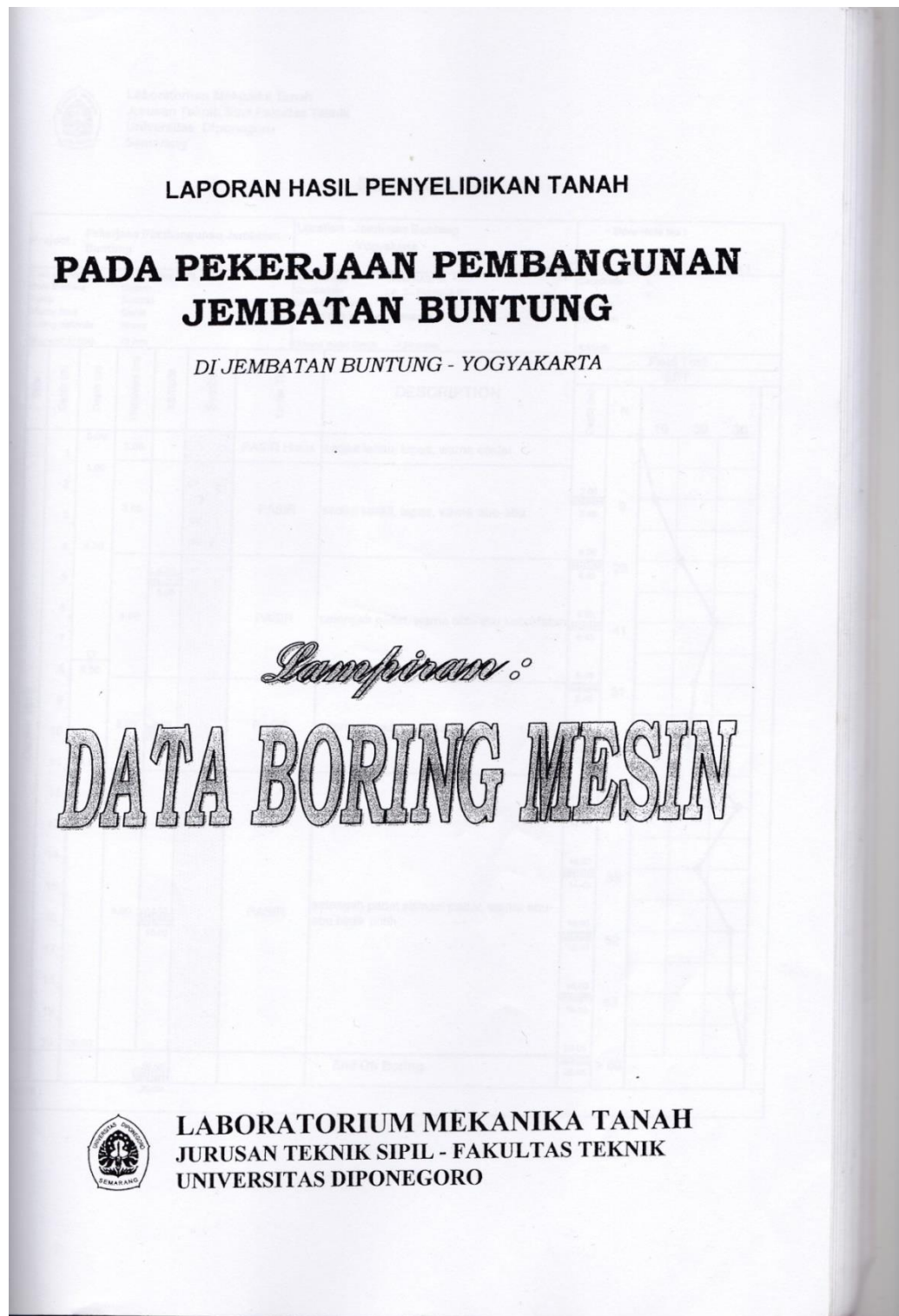
1. Perlu pembandingan profil gelagar (*section properties*) agar dapat diketahui dimensi penampang dan bentang jembatan yang efektif digunakan.
2. Perlu perbandingan perhitungan kombinasi momen yang berkerja menggunakan SAP 2000.
3. Perlu perbaharuan perhitungan karena pada penelitian ini masih menggunakan code lama, sedangkan untuk sekarang sudah ada code yang terbaru.

## DAFTAR PUSTAKA

- Antarnusa, Dempo P.E.A. (2014). *Perencanaan Ulang Jembatan Irung Petruk Dengan Menggunakan Struktur Beton Prategang Jenis PCI Girder (PCI Girder Prestressed Concrete). Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Aboe, A.K. (2006). *Diktat Struktur Beton Prategang.* Yogyakarta.
- BAKOSURTANAL, 2005, *Pengertian, Fungsi dan Jenuis Peta.* (Online), (<http://farid-rizky.blogspot.co.id/2012/12/pengertian-fungsi-dan-jenis-peta.html>), Diakses 20 Desember 2016)
- Badan Standardisasi Nasional. (2004). *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. RSNIT-12-2004.*
- Bambang S. Agus S.M. (2007). *Beton Prategang.* Yogyakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (1992). *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Lampiran A Persyaratan Tahan Gempa, Bridge Management System.* Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (1992). *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 1 Persyaratan Umum Perencanaan, Bridge Management System.* Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (2002). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002,* Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (2005). *Standar Pembebanan untuk Jembatan RSNIT-02-2005.* Jakarta.

- Febrianto, Andri (2015). Perencanaan Ulang Jembatan *Flyover* Jombor Menggunakan Struktur Beton Prategang Jenis *PCI Girder (Prestressed Concrete I Girder)*. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Hadipratomo, Winarni., 2006, *Struktur Beton Prategang*, NOVA, Bandung.
- Hardiyatmo, Hary Christiadi. (2003). *Teknik Pondasi 2*. Beta Offset, Yogyakarta.
- Herry, Vaza. (2003). Sistem Konstruksi Jembatan. (<http://www.pu.go.id/katalogdetail>.)
- Lin T.Y., Burns Ned H. (2000). *Disain Struktur Beton Prategang* jilid 1 dan 2 terjemahan Mediana Sianipar. Interaksara.
- Naaman, A.E (1982). *Partially Prestessed Concrete*. Journal of the Prestressed Concrete Institute.
- Nawy, Edward G. (2001). *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar* jilid 1 dan 2 terjemahan oleh Bambang Suryoatmono. Erlangga.
- Nazir, Moh., 1988. Metode Penelitian. Jakarta. Ghalia Indonesia.
- Noer, M.I., (2010). *Bridge Engineer and Building Structure Engineer*, (<http://mnoerilham.blogspot.co.id/>, Diakses 21 Desember 2017 )
- Nugroho, Rizki Jati (2013). Perencanaan Ulang Jembatan Kretek II Dengan *Box Girder Prestressed* Penampang Trapesium. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Sugiyomo, A.N., 2005, *Statistika Untuk Penelitian*, Alfabeta, Bandung
- Supriyadi, Bambang dkk. (2000). *Jembatan*. Beta Offset, Jakarta.
- Taylor, D. & Procter, M. (2001). The literature review: A few tips on conducting it. Retrieved January 4, 2010 from:  
<http://www.utoronto.ca/writing/litrev.html>
- Yulianto, Hariadi. (2017). Diktat *Struktur Beton Prategang*. Yogyakarta.

# LAMPIRAN

**Lampiran 1 Data Penyelidikan Tanah**



Lampiran 3 Data Bore Log 2



Laboratorium Mekanika Tanah  
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik  
Universitas Diponegoro  
Semarang

BORE LOG


Project : Pekerjaan Pembangunan Jembatan Buntung		Location : Jembatan Buntung Yogyakarta		Bore Hole No : BH. 2 Page 1							
Date of drilling : Agustus 2013		Described by : Andi RAS, ST		Coordinate X: Y:							
Bore Machine : Longer 24		Checked by : Ir. Siti Hardiyati, MT		Elevation							
Pump : Sunchin		Date of photograph : Semarang		Inclination							
Master bore : Suyono		Ground Water Depth : -12,00 meter		Azimuth							
Drilling methode : Rotary											
Diameter of hole : 73 mm											
Date	Depth (m)	Depth (m)	Thickness (m)	sample	Symbol	Layer Type	DESCRIPTION	Field Test			
								Depth (m)	SPT		
							N		10	30	50
Agustus 2013	0.00	1.00				PASIR Halus Kelanauan	lepas, warna coklat				
	1	1.00						2.00			
	2							2.45			
	3		4.00			PASIR HALUS	sedikit kerikil, lepas, warna coklat abu-abu				
	4		4.50					4.00			
	5		5.00					4.45			
	6							6.00			
	7							6.45			
	8							8.00			
	9					PASIR	setengah padat sampai padat, warna abu-abu bintik putih		8.45		
10		8.00					10.00				32
11							10.45				
12							12.00				
13	13.00						12.45				34
14							14.00				
15							14.45				53
16							16.00				
17		7.00			PASIR	padat, warna abu-abu bintik putih		16.45			> 60
18							18.00				
19							18.45				> 60
20	20.00						20.00				> 60
							20.45				

NOTE :


End Off Boring



## Lampiran 4 Data Soil Test 1

 Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro Semarang			SOIL TEST				PROYEK : Pembangunan Jembatan Buntung Lokasi : Jembatan Buntung, Yogyakarta Boring : BH. 1			
No.	Boring No.	Sample Code	Depth (m)	Water Content (w) %	Specific Gravity Of Solid (Gs)	Unit weight $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Dry Unit Weight $\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	porosity (n) %	Void Ratio (e)	
1	: BH. 1	1	-04,50-05,00	22,74	2,6963	1,7198	1,4013	48,03	0,9242	
2		2	-09,50-10,00	27,57	2,7166	1,7529	1,3741	49,42	0,9769	
3		3	-14,50-15,00	20,58	2,7055	1,7493	1,4508	46,38	0,8649	
4		4	-19,50-20,00	14,58	2,7203	1,7964	1,5679	42,36	0,7350	

## Lampiran 5 Data Soil Test 2

 Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro Semarang			SOIL TEST				PROYEK : Pembangunan Jembatan Buntung Lokasi : Jembatan Buntung, Yogyakarta Boring : BH. 2			
No.	Boring No.	Sample Code	Depth (m)	Water Content (w) %	Specific Gravity Of Solid (Gs)	Unit weight $\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	Dry Unit Weight $\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	porosity (n) %	Void Ratio (e)	
1	: BH. 2	1	-04.50-05.00	26.63	2.6891	1.6556	1.3074	51.38	1.0568	
2		2	-09.50-10.00	18.61	2.7184	1.7681	1.4907	45.16	0.8235	
3		3	-14.50-15.00	19.78	2.7110	1.7256	1.4407	46.86	0.8818	
4		4	-19.50-20.00	15.48	2.7221	1.8076	1.5653	42.50	0.7390	
		0								

