

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG

Nama Mahasiswa : Raditya Dhaneswara
NRP : 3111 100 120
Jurusan : Teknik Sipil
**Dosen Konsultasi : Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS.
Putu Tantri Kumalasari, ST., MT.**

Abstrak

Jembatan integral merupakan jembatan yang dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang (spans) atau antara bentang dengan abutmen. Permukaan jalan dibuat menerus dari timbunan oprit yang satu dengan timbunan oprit yang lainnya. Jembatan integral dimaksudkan untuk menghindari permasalahan perawatan jembatan yang sangat mahal yang dikarenakan adanya air yang masuk melalui celah pergerakan joint, dapat meningkatkan kenyamanan pengendara jalan, dan mudah pelaksanaannya di lapangan.

Dalam tugas akhir ini, peraturan yang digunakan adalah SNI T-02-2005 dan Integral Abutment Bridge Design Guidelines by Vtrans, IAC. Hasil dari studi ini antara lain berupa perbandingan kinerja struktur seperti susut dan rangkak, defleksi dan penurunan struktur antara sistem jembatan integral dengan sistem jembatan konvensional dengan variasi bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m. Sehingga hasil dari studi ini dapat dijadikan referensi untuk penelitian lebih lanjut dan menjadi usulan bagi perencana untuk pengaplikasian jembatan integral di Indonesia.

Dari hasil analisa menggunakan SAP2000 diketahui bahwa perbandingan defleksi balok girder jembatan konvensional selalu lebih besar dari jembatan integral. Hal ini menunjukkan bahwa sistem struktur jembatan integral mengakibatkan gaya yang diterima oleh girder terdistribusi ke

abutmennya. Berbeda dengan sistem struktur jembatan konvensional yang balok girdernya tertumpu statis tertentu menyebabkan beban yang bekerja secara keseluruhan diterima oleh balok girder sehingga defleksi yang terjadi lebih besar.

Selain defleksi, perbedaan kinerja jembatan konvensional dengan jembatan integral dianalisa dari konfigurasi tulangannya. Balok girder jembatan konvensional membutuhkan konfigurasi tulangan yang lebih banyak daripada jembatan integral terutama pada konfigurasi tulangan utama pada daerah lapangan.

Perbedaan nilai defleksi dan jumlah konfigurasi tulangan semakin besar seiring dengan semakin panjangnya bentang balok. Hal ini menunjukkan bahwa semakin besar bentang jembatan, semakin besar pula gaya yang akan diterima oleh struktur girder.

Kata kunci: jembatan integral, jembatan konvensional, beton balok-T, expansion joint.

COMPARATIVE STUDY BASED ON PERFORMANCE OF INTEGRAL BRIDGE SYSTEM AND CONVENTIONAL BRIDGE SYSTEM ON VARIOUS BRIDGE'S SPAN

Name : Raditya Dhaneswara
NRP : 3111 100 120
Departement : Civil Engineering
Supervisor : Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS.
Putu Tantri Kumalasari, ST., MT.

Abstract

Integral bridge is a bridge that is made without any movement between spans (spans) or between the span with abutmen. The road surface made shots from one heap oprit oprit heap more. Integral bridge is meant to avoid the problems of maintenance of the bridge is very expensive due to the presence of water that enters through cracks of the movement of the joint, can increase the comfort of the rider's path, and easy implementation in the field.

In this final project, the used rule is SNI T-02-2005 and Integral design guidelines by Vtrans, IAC. The results of this study, among others, in the form of a steel structure performance comparison klasik shrink and rangkak, deflection and a decrease in steel structure between the integral bridge system with conventional bridge system with techniques span the Library 10 m, 12 m, 14 m, 16 m, and so the results of this study can be used as references for further research and being proposed for deployment planners for integral bridge in Indonesia.

From the results of the analysis using SAP2000 note that comparison of a conventional bridge girder beam deflection is always greater than the integral bridge. This shows that the system of integral bridge structure results in a style that was accepted by the girder distributed to abutmennya. In contrast to conventional bridge structure system that beams girdernya

centred on specific cause static loads that work as a whole accepted by beam girder so that the deflection that occurs.

Besides the deflection, the difference in performance to conventional bridge with integral bridge analyzed from the configuration tulangannya. Conventional bridge girder beam requires a reinforcement configuration more than an integral bridges especially on the main reinforcement configuration on the area of the field.

Difference between the deflection and the greater amount of reinforcement configuration along with increasingly long span beams. This shows that the larger the span of the bridge, the greater the force will be accepted by the structure of the girder.

Keywords: integral bridge, conventional bridge , T-beam girder, expansion joint.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT karena berkat rahmat, taufiq dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas akhir yang berjudul “Studi Perbandingan Kinerja Sistem Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional pada Berbagai Variasi Bentang” ini dengan cukup baik.

Tugas akhir ini diajukan sebagai persyaratan gelar kesarjanaan jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Penulis berharap tugas akhir ini dapat berguna bagi semua pihak dalam pengaplikasian ilmu dan teknologi dalam masyarakat. Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih terdapat kekurangan, untuk itu segala saran dan masukan tentang penulisan tugas akhir ini sangat diharapkan.

Adapun dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini penulis memperoleh bantuan dan bimbingan serta banyak dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Keluarga yaitu kedua orangtua, Bapak Adi Nugroho dan Ibu Ruli Rachmawidi, dan Adik, Pradipta Diwangkara, atas motivasi dan pengingat setia untuk segera menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS selaku dosen pembimbing I atas bimbingan, ilmu, dan kebaikannya yang sangat banyak dalam pengerjaan dan penyelesaian tugas akhir.
3. Ibu Putu Tantri Kumalasari, ST., MT. selaku dosen pembimbing II atas bimbingan dan bantuan dalam pengerjaan dan penyelesaian tugas akhir, dan juga atas kesabarannya menghadapi mahasiswanya.
4. Segenap dosen jurusan teknik sipil ITS yang telah memberi ilmu pelajaran, kritik, dan masukan selama masa perkuliahan penulis.

5. Teman-teman angkatan S-54, S-55, S-56 dan S-51 yang memberikan motivasi, bantuan dan semangat dalam penyelesaian tugas akhir ini.
6. Semua pihak yang telah membantu yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu.

Walaupun jauh dari sempurna harapan saya semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat dan menambah wawasan bagi rekan-rekan sedisiplin ilmu. Penulis juga memohon maaf atas kekurangan yang ada pada buku tugas akhir ini.

Surabaya, Juni 2016

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
<i>Title Page</i>	ii
Lembar Pengesahan.....	iii
Abstrak	iv
<i>Abstract</i>	vi
Kata Pengantar.....	viii
Daftar Isi.....	x
Daftar Gambar	xiv
Daftar Tabel.....	xviii
Daftar Lampiran	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.2.1 Permasalahan Utama	2
1.2.2 Rincian Permasalahan	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan	3
1.4.1 Tujuan Utama	3
1.4.2 Rincian Tujuan	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum.....	5
2.1.1 Perkembangan Jembatan.....	5
2.1.2 Sistem Jembatan Konvensional.....	5
2.1.3 Sistem Jembatan Integral	6
2.2 Bagian Struktur Jembatan	6
2.2.1 Struktur Atas	6
2.2.2 Abutmen Jembatan Integral	7
2.3 Pengaruh Beban Pada Jembatan Integral	8
2.3.1 Pengaruh Suhu Pada Jembatan Integral	9
2.3.2 Pengaruh Tekanan Tanah Pada Jembatan Integral.....	10
2.4 Tekanan Tanah Lateral.....	12
2.4.1 Tekanan Lateral Aktif	13

2.4.2	Tekanan Lateral Pasif.....	14
2.5	Kontrol Geser dan Guling.....	15
2.6	Penulangan.....	15
2.7	Pemodelan Tanah untuk Analisa Numerik.....	15
BAB III METODOLOGI		17
3.1	Bagan Alir Tugas Akhir.....	17
3.2	Penjelasan Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	18
3.2.1	Pengumpulan Data.....	18
3.2.2	Studi Literatur.....	18
3.2.3	Perencanaan Jembatan Integral.....	20
3.2.4	Preliminary Design Bangunan Atas.....	21
3.2.5	Desain dan Analisis Abutmen.....	30
3.2.6	Perhitungan dan Pemodelan Analisis Struktur Jembatan Integral.....	31
3.2.7	Perencanaan Jembatan Konvensional.....	32
3.2.8	Preliminary Design Struktur Atas.....	33
3.2.9	Preliminary Design Bangunan Bawah.....	37
3.2.10	Analisa Hasil Perhitungan Jembatan Integral dan Konvensional.....	37
3.2.11	Perbandingan Hasil Analisa Perhitungan.....	37
BAB IV JEMBATAN KONVENSIONAL		39
4.1	Umum.....	39
4.2	Data Desain Jembatan.....	39
4.2.1	Dimensi Jembatan Bentang 16 m.....	40
4.2.2	Dimensi Jembatan Bentang 14 m.....	40
4.2.3	Dimensi Jembatan Bentang 12 m.....	41
4.2.4	Dimensi Jembatan Bentang 10 m.....	41
4.3	Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan.....	42
4.3.1	Pembebanan Pelat.....	43
4.3.2	Momen Akibat Beban.....	43
4.3.3	Perhitungan Penulangan.....	44
4.3.4	Kontrol Geser Ponds.....	46
4.4	Desain Bentang 16 m.....	48
4.4.1	Preliminary Balok Penampang 16 m.....	48
4.4.2	Perhitungan Pembebanan Girder.....	49

4.4.3	Kombinasi Pembebanan.....	59
4.4.4	Perhitungan Penulangan Girder	61
4.4.5	Kontrol Defleksi.....	66
4.4.6	Perencanaan Abutmen.....	49
4.4.7	Perencanaana Pondasi Sumuran.....	82
BAB V JEMBATAN INTEGRAL		91
5.1	Umum.....	91
5.1.1	Data Pemodelan Jembatan Integral	91
5.1.2	Pembebanan	92
5.2	Pemodelan Struktur Jembatan Integral.....	100
5.2.1	Menentukan Material	100
5.2.2	Memodelkan Struktur.....	102
5.2.3	Menentukan Nilai Kekakuan Tiap Spring.....	104
5.3	Hasil Analisis	107
5.3.1	Bentang 16 m	108
5.3.2	Bentang 14 m	118
5.3.3	Bentang 12 m	122
5.3.4	Bentang 10 m	126
5.4	Hubungan Balok Kolom.....	130
5.4.1	Bentang 16 m, 14 m, 12 m, dan 10 m	130
BAB VI PERBANDINGAN HASIL ANALISA DAN		
PEMBAHASAN		133
6.1	Defleksi Balok Girder	133
6.2	Konfigurasi Penulangan	136
BAB VII PENUTUP.....		139
7.1	Kesimpulan	139
7.2	Saran.....	140
LAMPIRAN		
DAFTAR PUSTAKA		
BIODATA PENULIS		

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Kerusakan yang terjadi pada expansion Joint.....	5
Gambar 2.2	Bentang sederhana jembatan integral	6
Gambar 2.3	Jenis-jenis bangunan atas pada jembatan.....	7
Gambar 2.4	Full Integral bridge tipe pile foundation	8
Gambar 2.5	Pengaruh tegangan pada jembatan integral.....	9
Gambar 2.6	Pengaruh thermal pada pile jembatan integral	10
Gambar 2.7	Kondisi pergerakan struktur akibat tekanan Tanah	11
Gambar 2.8	Distribusi tekanan tanah pada sistem full height abutment	11
Gambar 2.9	Diagram hubungan tekanan tanah aktif dengan pergeseran abutment	12
Gambar 2.10	Pemodelan Abutment Jembatan.....	16
Gambar 3.1	Bagan Alir Metodologi Perbandingan Jembatan Integral dan Jembatan Konvensional	17
Gambar 3.2	Bagan alir perencanaan jembatan integral	20
Gambar 3.3	Beban Lajur “D”	22
Gambar 3.4	Pembebanan truk “T”	23
Gambar 3.5	Grafik Beban Pedestrian	23
Gambar 3.6	Grafik Beban Rem	24
Gambar 3.7	Grafik Penentuan Faktor Susut	26
Gambar 3.8	Grafik Penentuan Faktor Rangkak.....	28
Gambar 3.9	Bagan alir perencanaan jembatan konvensional	32
Gambar 3.10	Penampang Geser Ponds.....	34
Gambar 3.11	Garis Pengaruh UDL & KEL.....	35
Gambar 3.12	Garis Pengaruh “T”.....	35
Gambar 3.13	Deformasi Lendutan	36
Gambar 3.14	Garis Pengaruh akibat $P = 1t$	36
Gambar 4.1	Desain Jembatan Bentang 16 m.....	40
Gambar 4.2	Desain Jembatan Bentang 14 m.....	40

Gambar 4.3	Desain Jembatan Bentang 12 m.....	41
Gambar 4.4	Desain Jembatan Bentang 10 m.....	42
Gambar 4.5	Momen Distribusi	43
Gambar 4.6	Kontrol Geser Ponds Pelat.....	47
Gambar 4.7	Penampang Balok-T 16 m	48
Gambar 4.8	Beban mati pada girder.....	49
Gambar 4.9	Beban mati tambahan pada girder	50
Gambar 4.10	Beban lajur “D”, UDL dan KEL.....	51
Gambar 4.11	Beban lajur “D” pada girder	52
Gambar 4.12	Beban truk “T”.....	53
Gambar 4.13	Beban angin pada girder	54
Gambar 4.14	Pengaruh Temperatur pada girder	55
Gambar 4.15	Beban gempa pada girder	58
Gambar 4.16	Konfigurasi Dimensi Abutment, Wingwall, dan Tanah di Abutmen	69
Gambar 4.17	Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang Abutment	76
Gambar 4.18	Hasil spColumn Penulangan Pondasi Sumuran	85
Gambar 4.19	Hasil spColumn Breastwall Abutment	88
Gambar 5.1	Konfigurasi Beban Mati Tambahan.....	93
Gambar 5.2	Konfigurasi Beban UDL.....	94
Gambar 5.3	Konfigurasi Beban KEL	94
Gambar 5.4	Distribusi Gaya Tekanan Tanah Aktif pada Abutmen	97
Gambar 5.5	Grafik Respon Spektrum	99
Gambar 5.6	Tampilan Define Materials pada SAP2000 ..	101
Gambar 5.7	Tampilan Material Property Data pada SAP2000.....	101
Gambar 5.8	Tampilan Frame Properties pada SAP2000..	102
Gambar 5.9	Tampilan Rectangular Section pada SAP2000	103
Gambar 5.10	Tampilan Rectangular Section pada SAP2000.....	103
Gambar 5.11	Tampilan Model Struktur pada SAP2000.....	104

Gambar 5.12	Tampilan Spring pada SAP2000.....	107
Gambar 5.13	Grafik Interaksi P-M.....	115
Gambar 5.14	Grafik Interaksi P-M	119
Gambar 5.15	Grafik Interaksi P-M.....	123
Gambar 5.16	Grafik Interaksi P-M.....	127
Gambar 6.1	Perbandingan Defleksi Girder	133
Gambar 6.2	Defleksi Bentang 10 m	134
Gambar 6.3	Defleksi Bentang 12 m	134
Gambar 6.4	Defleksi Bentang 14 m	135
Gambar 6.5	Defleksi Bentang 16 m	135

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Interval nilai modulus reaksi tanah dasar I_{fh}	16
Tabel 3.1	Koefisien Standar Susut Beton Sebagai Tambahan Regangan Jangka Panjang.....	27
Tabel 3.2	Koefisien Standar Rangkak Beton Sebagai Tambahan Regangan Jangka Panjang.....	29
Tabel 4.1	Rekapitulasi Pembebanan pada Girder	59
Tabel 4.2	Kombinasi Beban yang Terjadi.....	60
Tabel 4.3	Rekapitulasi Kombinasi Gaya Momen	60
Tabel 4.4	Rekapitulasi Kombinasi Gaya Geser	61
Tabel 4.5	Beban Sendiri Struktur Atas	68
Tabel 4.6	Perhitungan Berat Sendiri Abutment	69
Tabel 4.7	Berat Mati Tambahan.....	70
Tabel 4.8	Distribusi Beban Gempa	75
Tabel 4.9	Perhitungan Tegangan Tekanan Tanah.....	77
Tabel 4.10	Kombinasi Beban yang Terjadi.....	78
Tabel 4.11	Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Abutment.....	79
Tabel 4.12	Hasil Perhitungan Kontrol Guling Arah-X	79
Tabel 4.13	Hasil Perhitungan Kontrol Guling Arah-Y	80
Tabel 4.14	Hasil Perhitungan Kontrol Geser Arah-X	81
Tabel 4.15	Hasil Perhitungan Kontrol Geser Arah-Y	81
Tabel 4.16	Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pondasi	84
Tabel 5.1	Faktor Amplifikasi Periode 0,2 detik (F_a)	98
Tabel 5.2	Faktor Amplifikasi Periode 1 detik (F_v)	98
Tabel 5.3	Hasil Output SAP.....	107
Tabel 5.4	Hasil penulangan balok girder bentang 14 m.....	118
Tabel 5.5	Hasil penulangan balok girder bentang 12 m.....	122
Tabel 5.6	Hasil penulangan balok girder bentang 10 m.....	126
Tabel 6.1	Konfigurasi Penulangan Girder Jembatan Konvensional	136
Tabel 6.2	Konfigurasi Penulangan Girder Jembatan Integral	136

Tabel 6.3	Volume Penulangan Girder Jembatan Konvensional	137
Tabel 6.4	Volume Penulangan Girder Jembatan Integral.....	137

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah

Lampiran 2 Gambar

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sebagian besar pembangunan jembatan di Indonesia menggunakan jenis jembatan *simple beam*, sistem jembatan di atas dua tumpuan, yang berarti bangunan atas jembatan dan bangunan bawah jembatan merupakan struktur yang terpisah.

Pada struktur jembatan dengan menggunakan *simple beam* pada umumnya terdapat siar muai (*expansion joint*) yang berfungsi sebagai sambungan permukaan jalan dengan timbunan oprit dan celah (dilatasi) antara struktur bangunan atas dan bangunan bawah. Apabila pemeliharaan jembatan tidak dilakukan dengan baik, sering kali timbul kerusakan pada bagian jembatan, seperti keretakan di sekitar siar muai dan kerusakan akan terjadi pada bagian tumpuan jembatan (*bearing pad*).

Permasalahan – permasalahan yang timbul pada akhirnya berpengaruh pada keselamatan dan kenyamanan bagi pengguna jembatan, sulitnya metode perbaikan jembatan, serta tingginya biaya yang harus dikeluarkan untuk biaya perawatan dan perbaikan jembatan. Oleh karena itu perlu studi terhadap konstruksi jembatan yang terintegrasi antara bangunan atas dan bangunan bawah.

Jembatan integral adalah jembatan yang dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang (*spans*) atau antar bentang dengan abutment (Direktorat jenderal Bina Marga Dep. PU, 2007). Permukaan jalan dibuat menerus dari timbunan oprit yang satu dengan timbunan oprit yang lainnya. Jembatan integral sudah banyak diaplikasikan di Amerika Serikat, dikarenakan rendahnya biaya yang dikeluarkan untuk konstruksi dan perawatan (Huang; Shield; French, 2008).

Setiati (2010) telah melakukan kajian terhadap perencanaan jembatan integral, sehingga pengembangan teknologi tepat guna untuk jembatan integral yang disesuaikan dengan kondisi di

Indonesia telah dilakukan. Perhitungan yang perlu dilakukan dalam perencanaan jembatan integral ialah perhitungan distribusi dari beban, karena bangunan atas jembatan, pilar, abutment, timbunan oprit, dan pondasi harus diperhitungkan sebagai sistem satu kesatuan.

Atas dasar kajian tersebut, pada tugas akhir ini dilakukan studi perbandingan kinerja sistem jembatan integral dengan jembatan konvensional pada variasi panjang bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m. Sehingga nantinya studi ini dapat dijadikan usulan acuan standar jembatan integral di Indonesia.

1.2 Perumusan Masalah

Dalam studi perbandingan jembatan integral dengan jembatan konvensional pada berbagai variasi bentang, permasalahan yang timbul, yaitu :

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana perbandingan kinerja jembatan integral dengan jembatan konvensional pada variasi bentang?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana cara merencanakan jembatan integral dan jembatan konvensional?
2. Bagaimana perbandingan volume penulangan pada jembatan integral dan jembatan konvensional?
3. Bagaimana perbandingan defleksi struktur jembatan integral dan jembatan konvensional?

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang akan dipakai dalam tugas akhir ini adalah :

1. Studi ini dilakukan hanya dengan bentang tunggal pada variasi panjang bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m. Dengan mengacu Spesifikasi Konstruksi Jembatan Balok-T, Departemen PU.

2. Lokasi perencanaan jembatan dibuat di satu tempat. Dengan kondisi tanah, tanah baik (tanah keras).
3. Struktur jembatan berada di zona gempa yang kuat.
4. Jarak antar balok tetap.
5. Asumsi jembatan adalah jembatan flyover, dengan ketinggian 5 meter
6. Tidak memperhitungkan biaya konstruksi dan perawatan.

1.4 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah:

1.4.1 Tujuan Utama:

Tujuan utama studi ini adalah untuk mengetahui perbandingan perilaku struktur jembatan integral dengan jembatan konvensional pada variasi bentang.

1.4.2 Rincian Tujuan:

1. Mengetahui cara merencanakan jembatan integral dan jembatan konvensional.
2. Mengetahui perbandingan volume penulangan pada jembatan integral dan jembatan konvensional.
3. Mengetahui perbandingan defleksi struktur jembatan integral dan jembatan konvensional.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat daripada studi ini adalah didapatkan hasil-hasil perbandingan dimensi, perilaku kinerja struktur antara jembatan integral dengan jembatan konvensional. Dimana hasil studi ini dapat dijadikan referensi untuk penelitian lebih lanjut dan dapat dijadikan usulan perencanaan jembatan untuk pengaplikasian jembatan integral di Indonesia.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

2.1.1 Perkembangan Jembatan

Jembatan merupakan salah satu bagian dari jalan yang berperan penting bagi kelancaran transportasi dan mobilisasi serta penghubung antar wilayah yang terpisah oleh sungai atau jurang yang terjal. Seiring berkembangnya teknologi, sudah banyak inovasi yang dilakukan untuk perkembangan struktur jembatan. Seperti jembatan beton bertulang, jembatan *cable stayed*, jembatan rangka baja dan lainnya.

2.1.2 Sistem Jembatan Konvensional

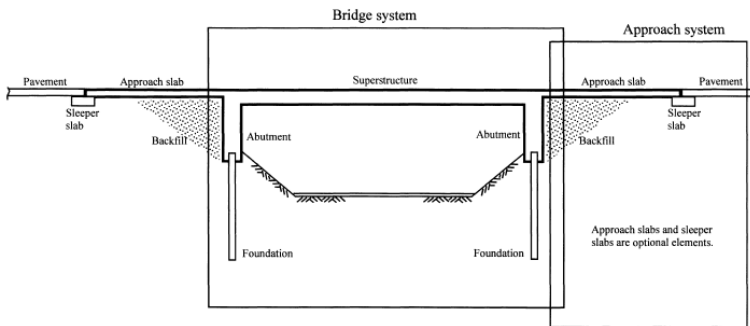
Sistem jembatan konvensional yang dimaksud ialah sistem jembatan yang biasa digunakan di Indonesia, sistem jembatan dimana struktur atas jembatan menumpu pada dua tumpuan yang berada di ujung jembatan. Jadi, sistem jembatan konvensional harus menggunakan *bearing pad* sebagai perletakan dan *expansion joint* sebagai sambungan penghubung antar celah lantai kendaraan dengan abutmen. Penurunan tanah dan air hujan yang masuk melalui celah jembatan yang dapat menyebabkan terjadinya kerusakan pada *bearing pad* dan *expansion joint*. (Setiati, 2010)



Gambar 2.1 Kerusakan yang terjadi pada *expansion joint*
Sumber : Departemen PU

2.1.3 Sistem Jembatan Integral

Sistem jembatan integral adalah jembatan yang dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang atau antara bentang dengan abutment (Hambly, 1991). Sehingga permukaan struktur atas jembatan dibuat menyatu (integral) dengan abutmen yang didukung oleh pondasi sebagai struktur bawahnya. Dengan struktur atas dan abutmen yang sudah terintegrasi, pada sistem jembatan integral ditujukan untuk menghindari biaya yang berlebih dari pemasangan, perawatan dan pemulihan apabila terjadi kerusakan pada *bearing pad* dan *expansion joint*. (Arockiasamy, 2004)

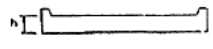
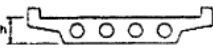
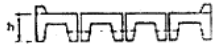
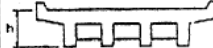
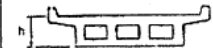


Gambar 2.2 Bentang sederhana jembatan integral
Sumber : Barker, 1999

2.2 Bagian Struktur Jembatan

2.2.1 Struktur Atas

Struktur atas jembatan yang dimaksud ialah lantai kendaraan. Bagian ini adalah bagian yang menerima langsung beban lalu lintas yang bekerja dan melindungi terhadap keausan. Pada jembatan integral dan konvensional konstruksi yang digunakan ialah balok T beton bertulang.

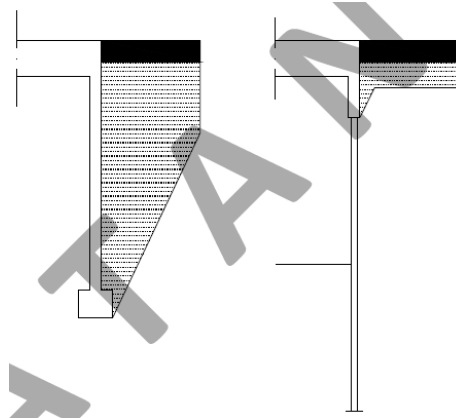
Jenis Bangunan Atas	Bentuk bentang utama	Variasi Bentang	Perbandingan h/L tirkal tinggi/bentang	Penampilan
Jembatan beton bertulang : (a) Pelat beton bertulang		5 - 10 m	1/12.5	fungsional
(b) Pelat berongga		10 - 18 m	1/18	fungsional
(c) Kanal pracetak		5 - 13 m	1/15	kurang
(d) Gelagar beton 'T'		6 - 25 m	1/12 - 1/15	fungsional
(e) Gelagar beton kotak		12 - 30 m	1/12 - 1/15	fungsional

Gambar 2.3 Jenis-jenis bangunan atas pada jembatan
Sumber : Departemen PU

2.2.2 Abutmen Jembatan Integral

Tipe abutmen pada jembatan integral penuh (*full integral bridge*) dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

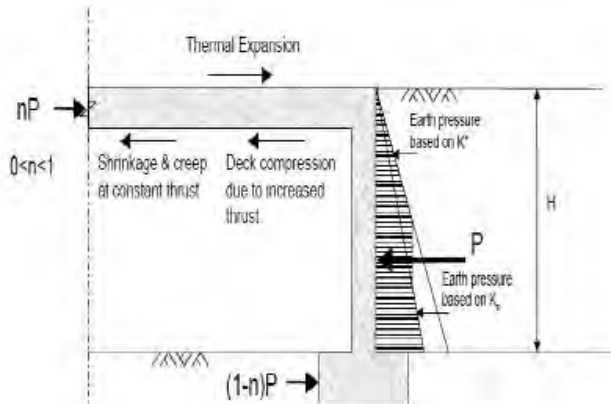
Full Height Abutment, tipe ini sangat cocok jika digunakan untuk bentang pendek, sebaliknya untuk bila digunakan untuk bentang panjang akan sangat sulit (Abendroth, 1989)



Gambar 2.4 Full integral bridge tipe full height abutment
 Sumber : Pusat Litbang Jalan dan Jembatan, Departemen PU

2.3 Pengaruh Beban Pada Jembatan Integral

Berdasarkan standard AASHTO dan RSNI-T02-2005, dengan menghilangkan siar muai (*expansion joint*) dan *bearing pad* pada jembatan maka perlu untuk dikaji pengaruh suhu yang menyebabkan susut dan rangkai pada jembatan yang mengakibatkan pergerakan horisontal pada jembatan integral. Tekanan tanah aktif juga akan mempengaruhi pergerakan pada struktur jembatan integral.

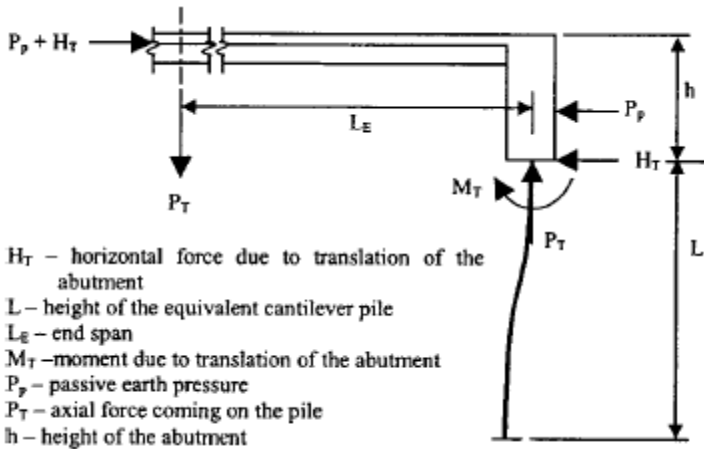


Gambar 2.5 Pengaruh tegangan pada jembatan integral
Sumber : Setiati, 2010

2.3.1 Pengaruh Suhu Pada Jembatan Integral

Perubahan suhu akan mempengaruhi pergerakan jembatan. Lantai kendaraan atau balok jembatan akan mengalami mengembang dan menyusut karena perubahan suhu tersebut. Mengembangnya dari struktur atas jembatan menyebabkan abutmen dan pondasi untuk mendorong terhadap urugan tanah sehingga menghasilkan tekanan tanah pasif. Respon dari jembatan integral terhadap perubahan tersebut ialah sangat penting dibandingkan dengan jembatan konvensional. (Thevaneyan, 2014).

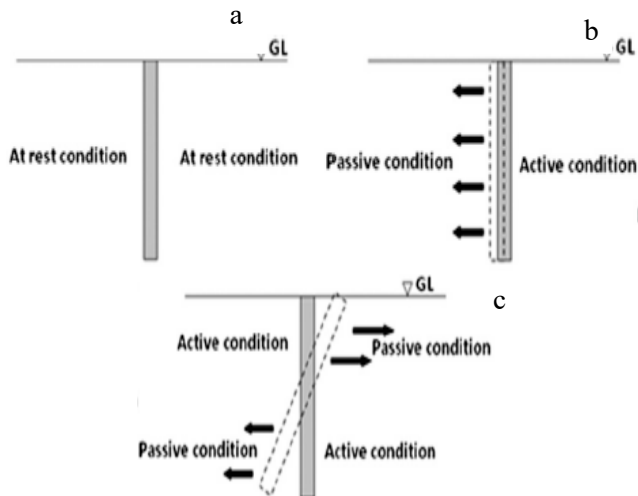
Tekanan lateral pada abutment yang diakibatkan oleh suhu tergantung pada koefisien suhu terhadap pemuaian. Dalam aturan (Departement of Transport, 1996) menyebutkan bahwa besarnya koefisien tersebut adalah $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.



Gambar 2.6 Pengaruh *thermal* pada *pile* jembatan integral
 Sumber : Arockiasamy, 2004

2.3.2 Pengaruh Tekanan Tanah Pada Jembatan Integral

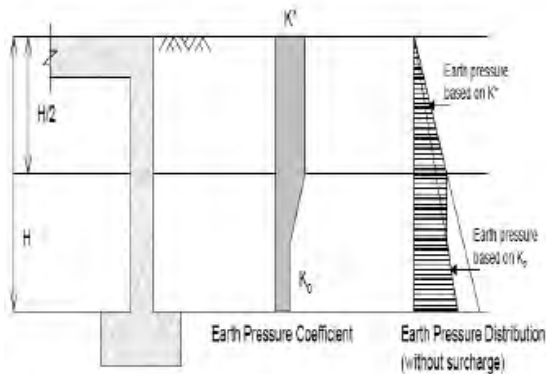
Distribusi tekanan tanah lateral biasanya terjadi antara pada saat diam - aktif atau diam-pasif, tergantung pada gerakan strukturnya. Tekanan tanah pasif terjadi ketika struktur bergerak terhadap tanah, sedangkan tekanan tanah aktif dari struktur bergerak menjauh dari tanah.



Gambar 2.7 Kondisi pergerakan struktur akibat tekanan tanah: a) struktur pada kondisi diam. b) pergerakan lateral. c) pergerakan rotasi

Sumber : Thevaneyan, 2014

Distribusi tekanan tanah untuk *full height abutments* ditunjukkan pada gambar 2.8



Gambar 2.8 Distribusi tekanan tanah pada sistem full height abutment.

Sumber : Setiati, 2010

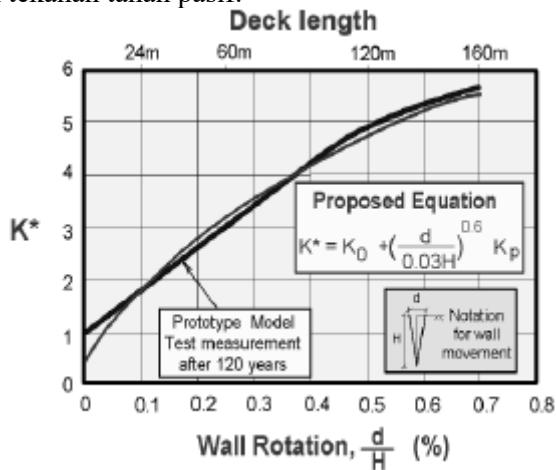
Berdasarkan gambar di atas, K^* adalah koefisien tekanan tanah aktif dan K_0 adalah koefisien tekanan tanah diam yang dihitung dengan rumus :

$$K^* = K_0 + (d/0,03H)^{0,6}K_p$$

Perlu diperhatikan bahwa nilai K^* harus lebih besar dari tekanan tanah pada kondisi diam K_0 , dan K_0 didapat dari rumus :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi')$$

Dimana pengertian φ' adalah sudut geser efektif dan K_p adalah koefisien tekanan tanah pasif.



Gambar 2.9 Diagram hubungan tekanan tanah aktif dengan pergeseran abutment

Sumber : England, 2002

2.4 Tekanan Tanah Lateral

Abutment memerlukan perkiraan tekanan tanah lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas. Tekanan tanah lateral merupakan salah satu bagian perencanaan penting, khususnya dalam hal teknik pondasi maupun bangunan penahan tanah.

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p}$$

2.5 Kontrol Geser dan Guling

Pada abutment kontrol stabilitas geser dan guling harus diperhatikan untuk menjaga kondisi struktur agar kuat dan aman.

Untuk kontrol geser menggunakan angka keamanan :

$$\frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} \geq 1,1$$

Untuk kontrol geser menggunakan angka keamanan :

$$\frac{\Sigma \text{ Gaya Penahan}}{\Sigma \text{ Tekanan Tanah Aktif-Tekanan Tanah Pasif}} \geq 1.1$$

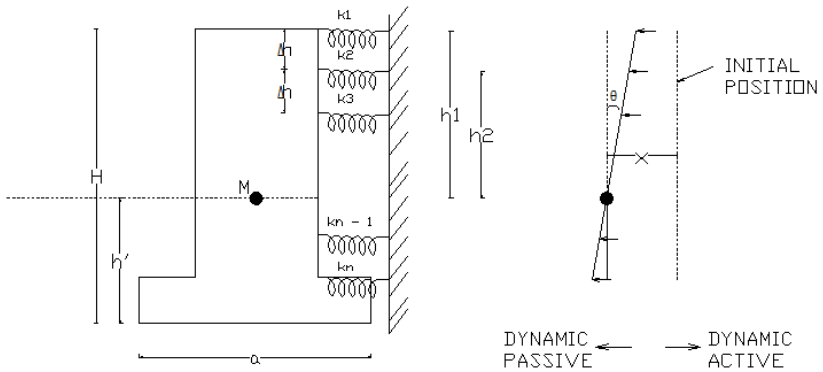
2.6 Penulangan

Pada penulangan abutment menggunakan analisa kolom dan nilai p yang didapat dari program bantu *SP Column*.

2.7 Pemodelan Tanah untuk Analisa Numerik

Sebagai metode untuk mengetahui pengaruh tanah oprit terhadap perilaku struktur jembatan, tanah oprit dimodelkan sebagai spring yang dipasang di setiap meter sepanjang abutmen.

Perilaku spring dimodelkan sebagai spring aktif dan spring pasif. Dimana setiap jenis spring memiliki nilai kekakuan yang berbeda. Konfigurasi pemodelan tanah oprit tergambar pada gambar 2.10 sebagai berikut.



Gambar 2.10 Pemodelan Abutmen Jembatan

Langkah 1

Menentukan jenis tanah oprit menjadi 3 jenis;

Desain-1 : tanah loose

Desain-2 : tanah medium

Desain-3 : tanah dense

Langkah 2

Mendesain tanah oprit sebagai spring aktif dan spring pasif.

Dengan menentukan nilai modulus reaksi tanah sesuai dengan tabel 2.1 di bawah ini.

Tabel 2.1 Interval nilai modulus reaksi tanah dasar η_h (saran. dkk 1985)

Soil	η_h (KN/m ³)	
	Active	Passive
Loose sand	200-300	400-600
Medium dense sand	400-600	800-1200
Dense sand	800-1200	1600-2400

Langkah 3

Menghitung kekakuan pegas translasi aktif atau pasif, yaitu dengan persamaan berikut;

$$k_1 = \frac{1}{6} \eta_h (\Delta h)^2 \quad \dots(2.1)$$

$$k_2 = \eta_h (\Delta h)^2 \quad \dots(2.2)$$

$$k_3 = 2\eta_h (\Delta h)^2 \quad \dots(2.3)$$

$$\vdots$$

$$k_i = (i - 1)\eta_h (\Delta h)^2 \quad \dots(2.4)$$

$$\vdots$$

$$k_n = \frac{1}{6} (3n - 4)\eta_h (\Delta h)^2 \quad \dots(2.5)$$

Dimana k_1 adalah kekakuan pegas paling atas, dan k_n adalah kekakuan pegas paling bawah. n adalah jumlah banyak pegas yang akan dipasang. η_h adalah modulus reaksi tanah dasar yang didapat dari tabel 2.1 berdasarkan jenis tanahnya dan sifatnya.

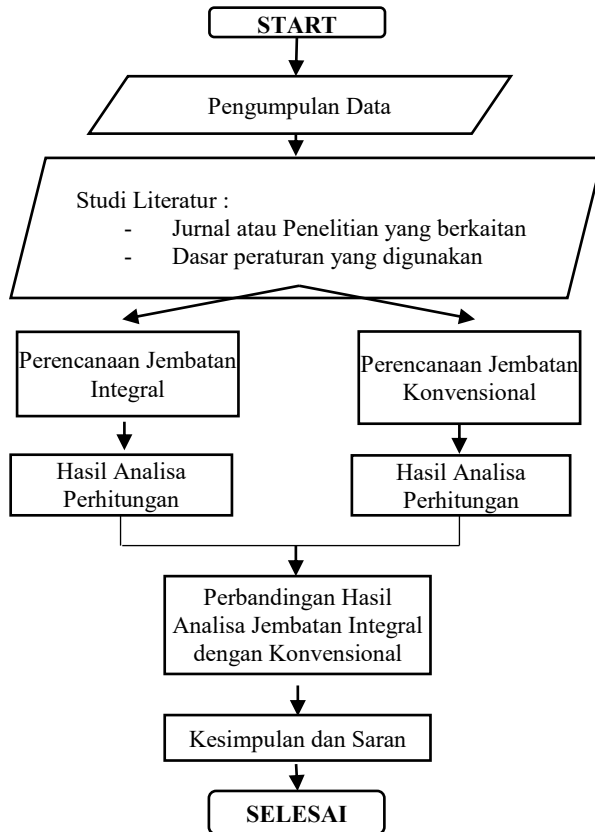
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III

METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Tugas Akhir

Pada awal bab Metodologi disajikan *flowchart* secara umum pengerjaan tugas akhir Perbandingan Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional.



Gambar 3.1 Bagan alir metodologi perbandingan jembatan integral dan jembatan konvensional

3.2 Penjelasan Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Prosedur penulisan Tugas Akhir dengan judul “*Studi Perbandingan Kinerja Sistem Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional pada Berbagai Variasi Bentang*” dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

3.2.1 Pengumpulan Data

Telah terdapat studi terdahulu yang melakukan studi mengenai perencanaan jembatan integral. Pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan jembatan integral dan konvensional dengan variasi bentang yaitu 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m.

Untuk perencanaan jembatan integral dan jembatan konvensional ini menggunakan data permodelan sebagai berikut :

- Bentang = 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m
- Jarak antar balok = 1,75 m
- Lebar jembatan = 9 m
- Tebal pelat = 0,2 m
- Tinggi abutment = 5 m
- Tebal abutment = 0,5 m
- γ beton = 24 kN/m³
- f'_c = 25 MPa
- f_y = 400 MPa
- f_s = 240 MPa
- α = 1,00E-05 /°C
- E beton = 25000 MPa
- E baja = 200000 MPa
- Tebal aspal = 0,1 m
- γ aspal = 22 kN/m³
- γ tanah = 18 kN/m³

3.2.2 Studi Literatur

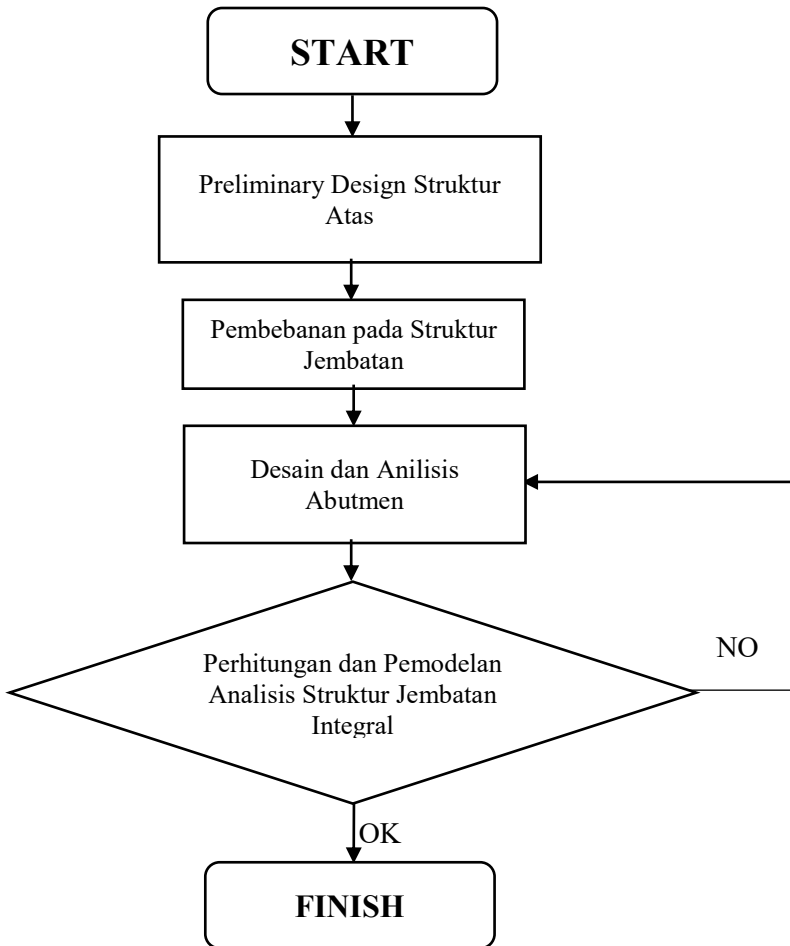
Dalam penulisan tugas akhir ini dilakukan studi referensi berupa peraturan atau pedoman dan jurnal penelitian terdahulu yang berkaitan dengan perencanaan jembatan integral. Maka

dalam penyusunan tugas akhir ini dilakukan studi literatur diantaranya yaitu :

- Setiati, N. Retno. 2010. *Kajian Perencanaan Jembatan Integral*
- Badan Standadisasi Nasional Indonesia. 2004. Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. (RSNI T-12-2004)
- Badan Standadisasi Nasional Indonesia. 2005. Peraturan Pembebanan Jembatan. (SNI-T-02-2005)
- Direktorat Bina Teknik Direktorat Jenderal Bina Marga Departmen Pekerjaan Umum. 2008. Manual Perencanaan StrukturBeton Bertulang untuk Jembatan
- AASHTO. 2012. *LRFD Bridge Design Specification 6th Edition*
- Vtrans, Integral Abutment Committee. 2009. *Integral Abutment Bridge Design Guidelines Second Edition*

Sebagai bahan referensi penulisan tugas akhir ini menggunakan *Journal M. Arockiasamy, P.E., Narongrit Butrieng, and M. Sivakumar (2004) State-of-the-Art of Integral Abutment Bridges: Design and Practice (ASCE Journal 9:497-506)*

3.2.3 Perencanaan Jembatan Integral



Gambar 3.2 Bagan alir perencanaan jemmbatan integral

3.2.4 Preliminary Design Bangunan Atas

Pemodelan struktur atas pada jembatan integral didesain menggunakan balok standar yang terdiri dari jembatan balok “T” dengan bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m. Disesuaikan dengan data yang di dapat pada sub bab 3.2.1 poin 1.

3.2.4.1 Pembebanan Pada Struktur Jembatan

Pembebanan struktur jembatan diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005, Tata Cara Perencanaan Pembebanan Jembatan adalah sebagai berikut;

a) Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.

b) Berat Mati

Beban mati tambahan (superimposed dead load), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- Penambahan lapisan aspal (overlay) dikemudian hari,
- Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik
- Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME

c) Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral juga diperhitungkan seperti dijelaskan pada BAB 2.4.

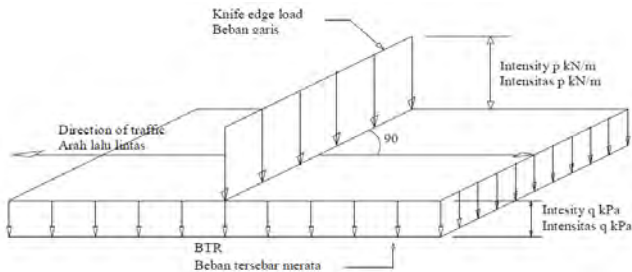
d) Beban Lajur "D"

Beban kendaraan yang erupa beban lajur "D" terdiri dari beban merata UDL (uniformly Distributed Load), dan beban garis KEL (Knife Edge Load). Beban UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu lintas :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk bentang } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9 * (0,5 + 15 / L) \quad \text{untuk bentang } L > 30 \text{ m}$$

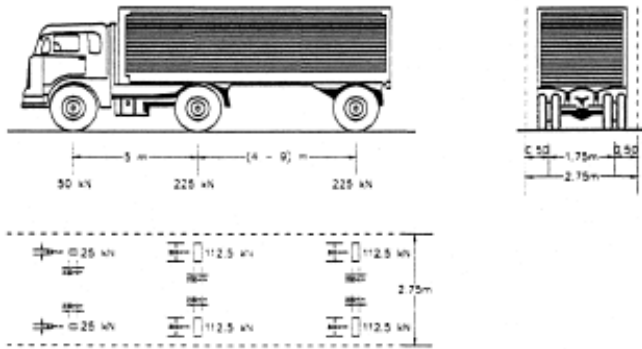
sedangkan beban KEL mempunyai intensitas $P = 49 \text{ kN/m}$



Gambar 3.3 Beban Lajur "D"

e) Beban Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat pada gambar 2.7. berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara as dapat berubah antara 4 m sampai dengan 9 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Pembebanan truk adalah 500 kN.



Gambar 3.4 Pembebanan truk “T”

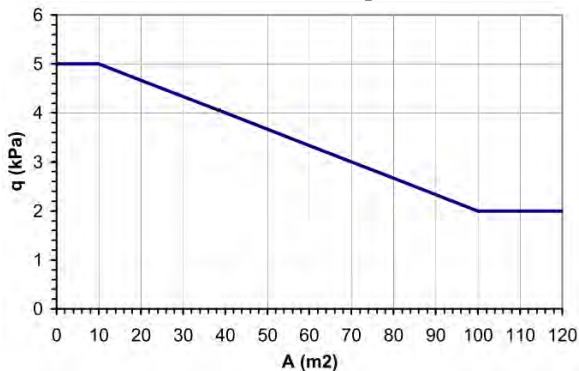
f) Beban Pedestrian / Pejalan kaki

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q :

- untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$ $q = 5 \text{ kPa}$
- untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$ $q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$
- untuk $A > 100 \text{ m}^2$ $q = 2 \text{ kPa}$

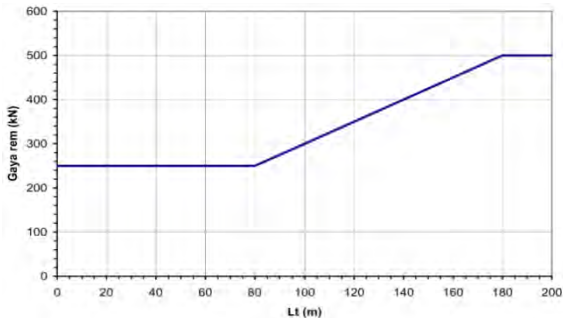


Gambar 3.5 Grafik Beban Pedestrian

g) Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung pada panjang total jembatan (L) sebagai berikut :

Gaya rem, TTB = 250 kN untuk $L \leq 80$ m
 Gaya rem, TTB = $250 + 2,5 \cdot (L - 80)$ kN untuk $80 < L \leq 180$ m
 Gaya rem, TTB = 500 kN untuk $L \geq 180$ m



Gambar 3.6 Grafik Beban Rem

h) Pengaruh Temperatur

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Dengan jarak temperatur antara $15^{\circ} - 40^{\circ}$

$$\Delta T = (T_{\max} - T_{\min}) / 2$$

$$d = \alpha * \Delta T * k * L$$

Dengan :

α = Koefisien muai suhu

L = Panjang bentang jembatan

i). Susut Beton

Bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, nilai regangan susut rencana beton pada umur t (hari), untuk beton yang dirawat basah di lokasi pekerjaan, bisa ditentukan berdasarkan rumusan di bawah ini:

$$\varepsilon_{cs.t} = \left(\frac{t}{35 + t} \right) \varepsilon_{cs.u}$$

Dengan pengertian :

$\varepsilon_{cs.t}$ = nilai regangan susut beton pada umur t hari, dan

$\varepsilon_{cs.u}$ = nilai susut maksimum beton, yang besarnya bisa diambil sebagai:

$$\varepsilon_{cs.u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs}$$

Nilai λ_{cs} ditentukan oleh kondisi campuran beton dan lingkungan pekerjaan:

$$\lambda_{cs} = K_h^S \cdot K_d^S \cdot K_s^S \cdot K_f^S \cdot K_b^S \cdot K_{ac}^S$$

Dengan pengertian:

t = umur beton yang dirawat basah di lokasi pekerjaan, terhitung sejak 7 hari setelah pengecoran (hari).

K_h^S = faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat [H(%)].

K_d^S = faktor pengaruh ketebalan komponen beton [d(cm)].

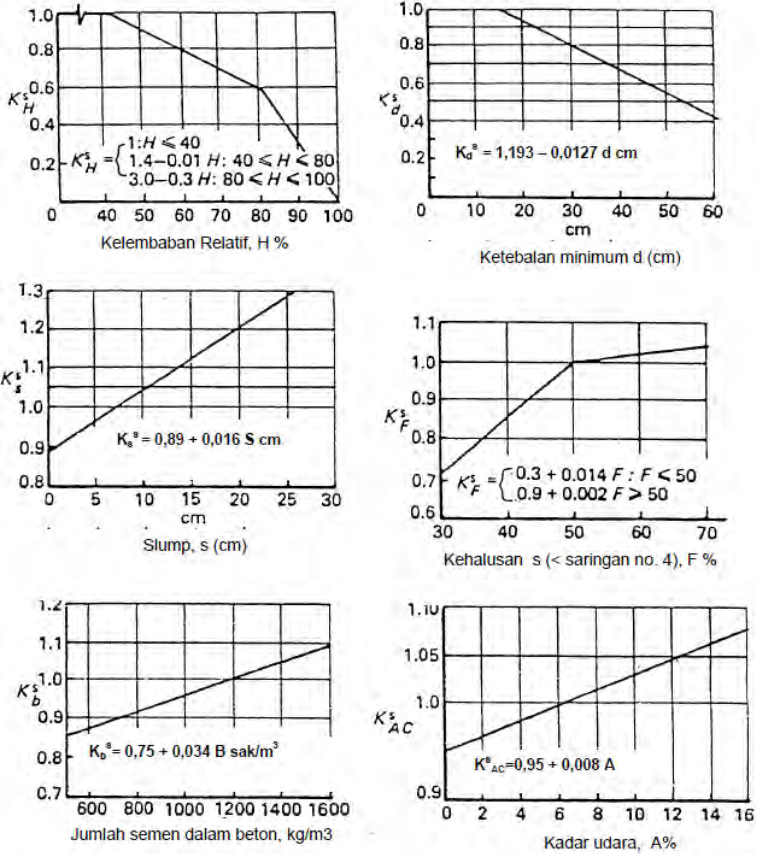
K_s^S = faktor pengaruh konsistensi (slump) adukan beton [s(cm)].

K_f^S = faktor pengaruh kadar agregat halus dalam beton [F(%)].

K_b^S = faktor pengaruh jumlah semen dalam beton [C(kg/m³)].

K_{ac}^S = faktor pengaruh kadar udara dalam beton [AC(%)].

Besaran faktor-faktor K_h^S , K_d^S , K_s^S , K_f^S , K_b^S , dan K_{ac}^S dapat diambil dari gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Grafik Penentuan Faktor Susut

untuk komponen beton yang dirawat dengan cara penguapan (steam cured), maka nilai $\epsilon_{cs,t}$ ditentukan oleh rumus di bawah ini;

$$\epsilon_{cs,t} = \left(\frac{t}{55 + t} \right) \epsilon_{cs,u}$$

Dimana t menyatakan umur beton yang dirawat dengan cara penguapan, terhitung sejak 1-3 hari setelah pengecoran, dalam satuan hari.

Tabel 3.1 Koefisien Standar Susut Beton Sebagai Tambahan Regangan Jangka Panjang

Kekuatan karakteristik f_c' [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. susut maksimum $\varepsilon_{cc,t}$	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

j). Rangkak Beton

Rangkak, yang merupakan regangan jangka panjang yang tergantung waktu pada suatu kondisi tegangan tetap, dan yang akan mengakibatkan suatu tambahan regangan terhadap regangan elastis beton, bisa dihitung dalam perbandingannya terhadap regangan elastis, melalui suatu koefisien rangkak $\phi_{cc}(t)$, dimana:

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

$$C_u = 2,35 \gamma_{cc}$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c \cdot K_d^c \cdot K_s^c \cdot K_f^c \cdot K_{ac}^c \cdot K_{to}^c$$

Keterangan:

t = waktu setelah pembebanan [hari]

C_u = koefisien rangkak maksimum

K_h^c = faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat [H(%)].

K_d^c = faktor pengaruh ketebalan komponen beton [d(cm)].

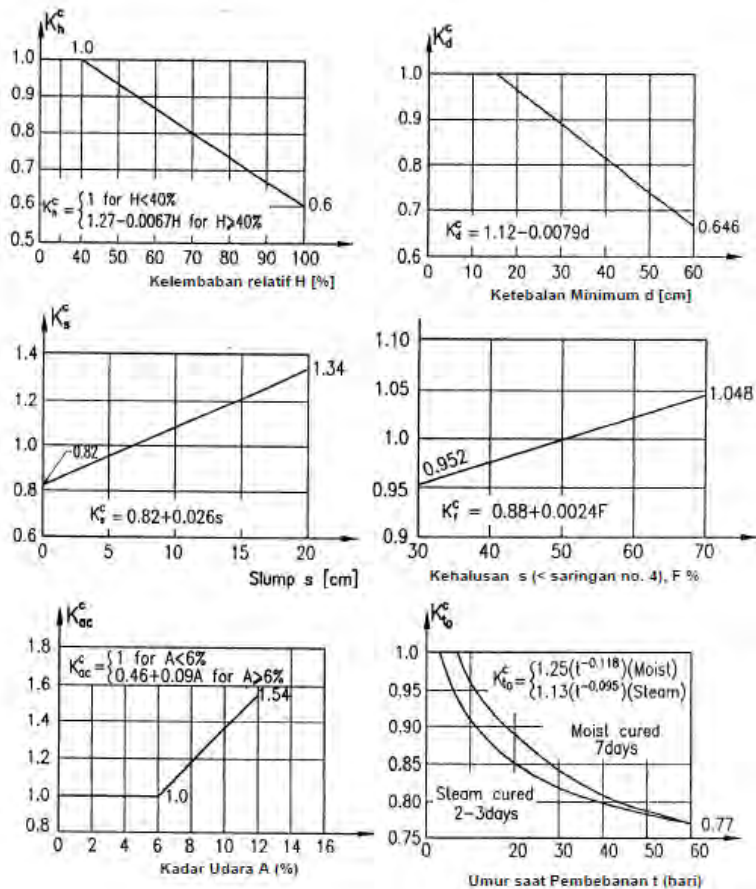
K_s^c = faktor pengaruh konsistensi (slump) adukan beton [s(cm)].

K_f^c = faktor pengaruh kadar agregat halus dalam beton [F(%)].

K_{ac}^c = faktor pengaruh kadar udara dalam beton [AC(%)].

K_{to}^c = faktor pengaruh umur beton saat dibebani [to(hari)]

Besaran faktor-faktor K_h^c , K_d^c , K_s^c , K_f^c , K_{ac}^c , dan K_{to}^c dapat diambil dari gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8 Grafik Penentuan Faktor Rangkap

Namun demikian bila tidak dilakukan perhitungan rinci seperti penjelasan di atas, maka dalam asumsi pada suatu kondisi yang standar, nilai koefisien rangkak maksimum C_u bisa diambil secara langsung dari tabel 3.2 di bawah ini.

Dalam hal ini yang disebut sebagai suatu kondisi standar adalah;

- Kelembaban relatif udara setempat $H = 70\%$
- Ketebalan minimum komponen beton $d = 15 \text{ cm}$

- Konsistensi (slump) adukan beton $s = 7,5$ cm
- Kadar agregat halus dalam beton $F = 50\%$
- Kadar udara dalam beton $AC = 6\%$

Tabel 3.2 Koefisien Standar Rangkak Beton Sebagai
Tambahan Regangan Jangka Panjang

Kekuatan karakteristik f_c' [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. Rangkak maksimum C_u	2,8	2,5	2,3	2,15	2,0

k) Beban Angin

Untuk beban angin terdiri dari dua kondisi, yaitu kondisi pada saat angin menumbuk bagian samping jembatan dan pada saat angin menumbuk kendaraan.

Angin pada saat menumbuk bagian samping jembatan

$$TEW = 0,0006 CW (VW)^2 Ab \text{ (kN)}$$

Angin pada saat menumbuk bagian samping jembatan

$$TEW = 0,0012 CW (VW)^2 Ab \text{ (kN)}$$

Dengan :

CW = Kecepatan Angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

VW = Koefisien seret

Ab = Luas koefisien bagian samping jembatan

l) Beban Gempa Statik Ekivalen

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus menggunakan analisa statik ekivalen :

$$TEQ = Kh * I * Wt$$

$$Kh = C * S$$

Dengan :

TEQ = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

Kh = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

Wt = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan PMS + PMA

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan

kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan

Waktu Getar Alami Struktur dihitung dengan rumus :

$$T := 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{W_{tp}}{g \cdot K_p}}$$

Dengan :

g = Percepatan gravitasi

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

WTP = Berat Struktur atas + 1/2 Berat sendiri struktur bawah

3.2.5 Desain dan Analisis Abutmen

Dalam menganalisis abutmen, diperlukan mendesain antara lain :

- Desain tulangan geser
- Desain tumpuan balok
- Desain tulangan lentur
- Desain hubungan balok kolom

Menyatunya struktur bangunan atas dengan bangunan bawah pada jembatan, membuat adanya perbedaan dalam perhitungan strukturnya. Yang membedakan perhitungan analisis pada jembatan integral dengan jembatan konvensional biasanya, yaitu terdapat adanya analisis hubungan balok kolom.

A_j = tebal abutmen x bw (luas penampang HBK)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.0 \times A_j \sqrt{f'c}$$

$$T_1 = A_{s1} \times 1.25 f_y$$

V_h = gaya geser horisontal

$$V_j = T_1 - V_h$$

$$\phi V_c > V_j \dots \dots \dots (OK)$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standard 90° diambil:

$$\lambda dh \geq 8 \times \phi_{tulangan\ lentur}$$

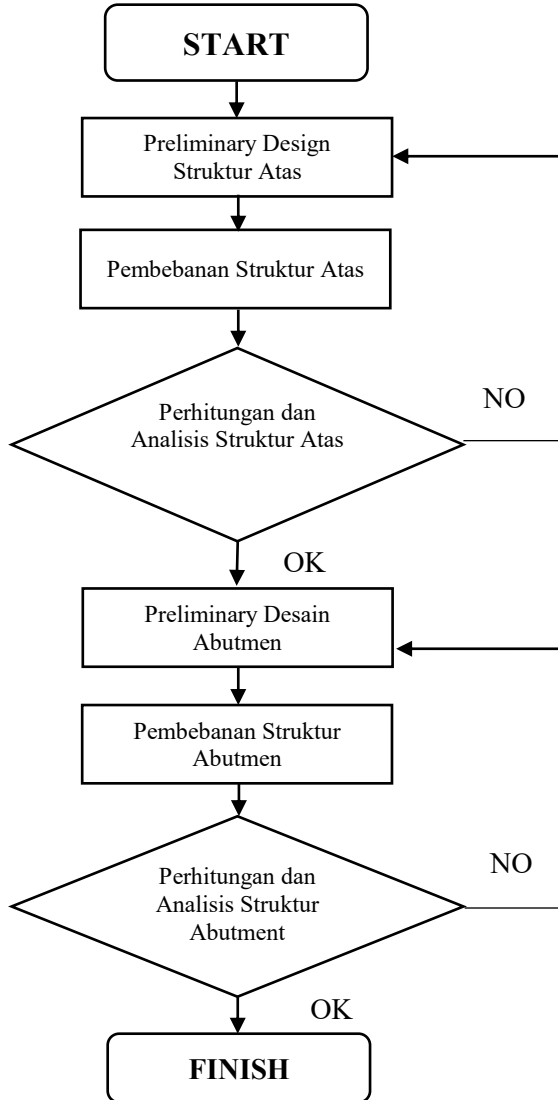
$$\lambda dh \geq 150 \text{ mm}$$

$$\lambda dh \geq f_y \times \phi_{tulangan\ lentur} / (5.4 \sqrt{f'c})$$

3.2.6 Perhitungan dan Pemodelan Analisis Struktur Jembatan Integral

Analisis struktur pada jembatan integral menggunakan *software* SAP 2000. Dengan memodelkan beban pegas horizontal pada abutmen dan perletakan menggunakan sendi dengan asumsi pondasi jembatan menggunakan pondasi setempat.

3.2.7 Perencanaan Jembatan Konvensional



Gambar 3.9 Bagan alir perencanaan jemmbatan konvensional

3.2.8 Preliminary Design Struktur Atas

Merupakan perencanaan kondisi awal jembatan, dimana struktur atas jembatan dimodelkan dengan jembatan balok "T". Mengacu pada Manual Perencanaan Struktur Beton Bertulang Untuk Jembatan Departemen PU. Kondisi awal jembatan yang dimaksud antara lain menentukan :

- Panjang bentang jembatan
- Lebar jembatan
- Jumlah balok
- Tebal perkerasan

3.2.8.1 Pembebanan Struktur Atas

Pembebanan sudah di jelaskan pada sub bab 3.2.3.

3.2.8.2 Perhitungan dan Analisis Struktur Atas

a. Pelat Lantai Kendaraan

Faktor beban yang digunakan dalam perencanaan lantai kendaraan, antara lain :

$$T = 112.5 \text{ kN}$$

$$DLA \text{ (FBD)} = 0.3 \dots\dots\dots \text{RSNI-T-02-2005}$$

Kontrol : $d_4 = 50-80 \text{ mm}$, ambil $d_4 = 50 \text{ mm}$ (tebal aspal)

$$d_3 > 200 \text{ mm}$$

$$d_3 > 100 + 40 b_1 \text{ mm}$$

Penetapan angka beban mati dan beban hidup (UDL, KEL dan truk) berdasarkan peraturan RSNI-02-2005.

Faktor Beban KuMS (beton cor ditempat) = 1,3 (RSNI - 5.2)

Faktor Beban KuTT (muatan truk T) = 1,8 (RSNI - 6.4)

1). Perhitungan Momen Arah Melintang (M_x)

- Akibat Beban Mati

$$qDu = KuMS \times qD$$

$$Mu = \frac{1}{10} \times qDU \times lx^2$$

- Akibat Beban Hidup

$$TU = KuTT \times T$$

$$Mu = 0.8 \times \left(\frac{S + 0.6}{10} \right) \times Tu$$

2). Penulangan Pada Arah Melintang

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

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

3). Kontrol Geser Ponds

Berdasarkan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan
(BMS pasal 6.7).

$$V_{uc} = u \times d \times (f_{cv} + 0.3\sigma_{cp})$$

$$f_{cv} = 0.17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta h}\right) \times \sqrt{f_{c'}} \leq 0.34\sqrt{f_{c'}}$$

Dimana :

V_{uc} = Kekuatan geser *ultimate* dengan tidak memperhitungkan Tulangan geser

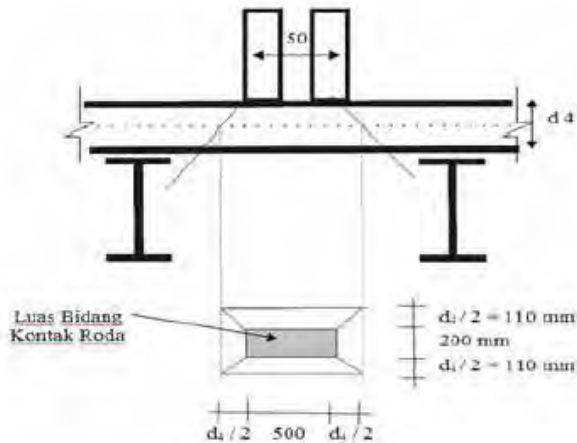
U = Keliling kritis

D = Tinggi efektif diambil rata – rata di sekeliling garis keliling geser kritis

F_{cv} = Kuat geser beton

$\Sigma\sigma_{cp}$ = Intensitas rata – rata prategang efektif pada beton

βh = Perbandingan antara dimensi terpanjang dari luas efektif yang dibebani “y” dengan dimensi “x” (y/x)



Gambar 3.10 Penampang Geser Ponds (Ferindra 2010).

b. Perencanaan Gelagar Utama

1). Momen lentur pada tengah bentang akibat beban mati

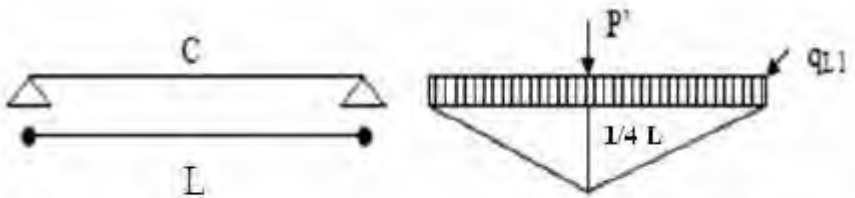
$$Md = \frac{1}{8} \times qm \times L^2$$

qm = total beban mati yang dipikul gelagar memanjang

L = panjang bentang gelagar utama

2). Perhitungan garis pengaruh momen akibat beban hidup:

Akibat beban UDL & KEL



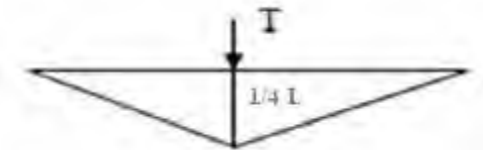
Gambar 3.11 Garis Pengaruh UDL & KEL (Ferindra 2010).

$$ML1 = \left(\frac{1}{4} \times p' \times L \right) + \left(qUD \times \frac{1}{4} \times L \times \frac{1}{2} \times L \right)$$

P' = Beban KEL terkoreksi

qUD = beban merata UDL

Akibat beban Truk "T"



Gambar 3.12 Garis Pengaruh "T" (Ferindra 2010).

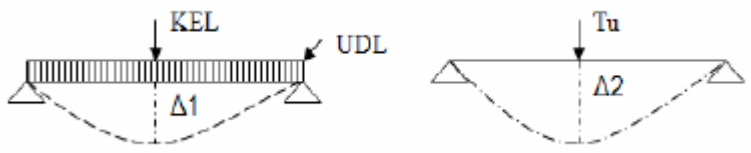
$$Tu = 500kN$$

$$ML2 = \frac{1}{4} \times Tu \times L$$

Momen tengah bentang : $Mu = 1.2Md + 1.6ML$

Kontrol Kekuatan Lentur : $Mu \leq \phi Mn \dots \dots \dots (OK)$

3). Kontrol lendutan



Gambar 3.13 deformasi Lendutan (Ferindra 2010).

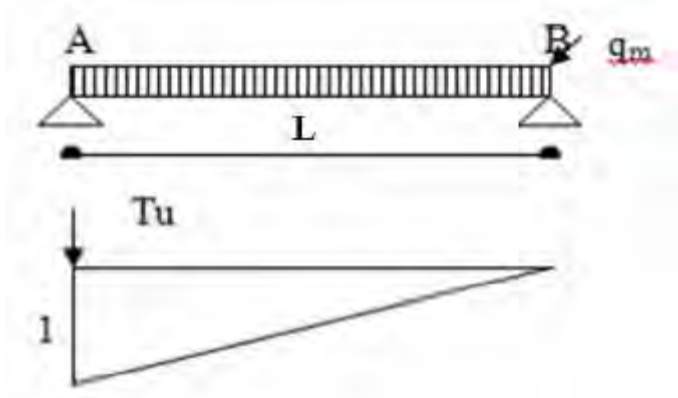
$$\Delta 1 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{E \times lx} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{P \times L^3}{E \times lx} \right)$$

$$\Delta 2 = \frac{1}{48} \times \frac{P \times L^3}{E \times lx}$$

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{ijin} \dots \dots \dots (OK)$$

4). Kontrol Gaya geser



Gambar 3.14 Garis Pengaruh Akibat P = 1t (Ferindra 2010).

Vu max akibat UDL & KEL

$$\Delta 1 = \frac{1}{48} \times qm \times L + UDL \times luas\Delta + P \times 1$$

Vu max akibat beban "Tu"

$$Vumax = \frac{1}{2} \times qm \times L \times Tu \times 1$$

Cek Kekuatan geser

$$V_n = 0.6 f_y A_w \dots\dots\dots(\text{LRFD pasal 8.8-3.a})$$

$$V_u = \phi V_n$$

V_n = Kuat geser nominal

A_w = Luas kotor pelat badan

3.2.9 Preliminary Desain Bangunan Bawah

Merupakan perencanaan kondisi awal struktur bawah dari jembatan. Struktur bawah jembatan disini yaitu menentukan dimensi awal dari abutment.

3.2.9.1 Pembebanan Struktur Abutmen

Pembebanan struktur abutmen merupakan pembebanan yang berasal dari beban struktur atas dan tekanan tanah. Perhitungan pembebanan sama seperti dijelaskan pada bab 3.2.3

3.2.9.2 Perhitungan dan Analisis Struktur Abutmen

Perhitungan disini yaitu menganalisis struktur abutmen dari beban struktur atas dan tekanan tanah dengan cara mengontrol abutmen seperti pada bab 2.5

- Kontrol Amblas
- Kontrol Geser
- Kontrol Guling

3.2.10 Analisa Hasil Perhitungan Jembatan Integral dan Konvensional

Dilakukan analisa perhitungan :

- Defleksi pada balok jembatan
- Analisis struktur balok jembatan

3.2.11 Perbandingan Hasil Analisa Perhitungan

Perbandingan hasil analisa perhitungan periode gempa, susut dan rangkai, serta defleksi dan penurunan struktur pada jembatan integral dan jembatan konvensional. Perbandingan hasil analisa perhitungan disajikan dalam bentuk tabel, grafik atau diagram.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

JEMBATAN KONVESIONAL

4.1 Umum

Pada bab ini berisikan desain jembatan konvensional dengan menggunakan tipe jembatan beton bertulang balok T dengan bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m berdasarkan Spesifikasi Kontruksi Jembatan Tipe Balok T Bentang s/d 25 m Untuk Beban BM 100, Departemen Pekerjaan Umum.

4.2 Data Desain Jembatan

a). Data umum

Panjang Bentang (L)	: 16 m, 14 m, 12m, dan 10 m
Lebar Jembatan (B)	: 9 m
Lebar Jalan (B_1)	: 7 m
Lebar Trotoar (B_2)	: 1 m
Jarak Antara Girder (s)	: 1,75 m
Tebal Pelat Lantai (ts)	: 0,2 m
Tebal Lapisan Aspal (t_a)	: 0,1 m

b). Material

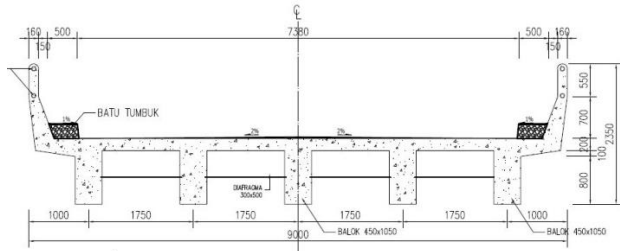
Mutu Beton ($f'c$)	: 25 MPa
Berat Jenis Beton	: 24 kN/m ³
Mutu Baja Tulangan (f_y)	: 400 MPa
Berat Jenis Aspal	: 22 kN/m ³
E Beton	: $2,5 \times 10^4$ MPa
E Baja	: 2×10^5 Mpa

c). Lokasi Jembatan

Zona Gempa	: 4
Kondisi Tanah	: Tanah Baik (Keras)

4.2.1 Dimensi Jembatan Bentang 16 m

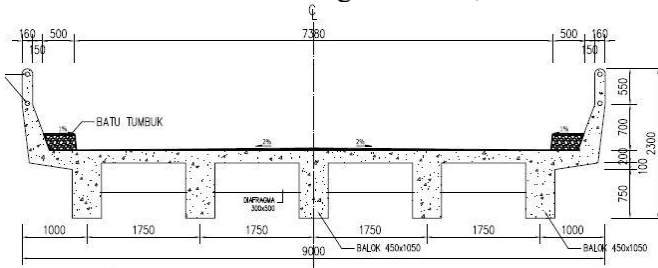
- Tinggi Girder (h) : 1,1 m
- Tebal Balok (tanpa pelat) : 0,9 m
- Lebar Balok (b) : 0,45 m
- Tinggi Diafragma (hd) : 0,6 m
- Lebar Diafragma (bd) : 0,3 m
- Jumlah Balok Diafragma : 5 buah
- Jarak Antara Balok Diafragma : 4 m



Gambar 4.1 Desain Jembatan Bentang 16 m

4.2.2 Dimensi Jembatan Bentang 14 m

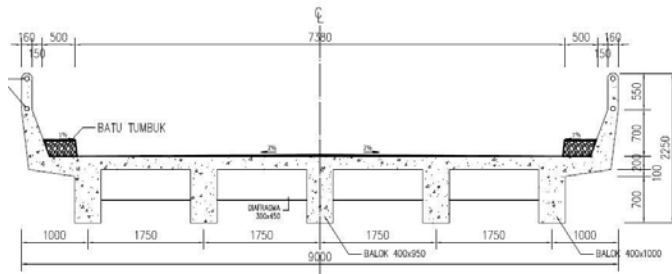
- Tinggi Girder (h) : 1,05 m
- Tebal Balok (tanpa pelat) : 0,85 m
- Lebar Balok (b) : 0,45 m
- Tinggi Diafragma (hd) : 0,5 m
- Lebar Diafragma (bd) : 0,3 m
- Jumlah Balok Diafragma : 5 buah
- Jarak Antara Balok Diafragma : 3,5 m



Gambar 4.2 Desain Jembatan Bentang 14 m

4.2.3 Dimensi Jembatan Bentang 12 m

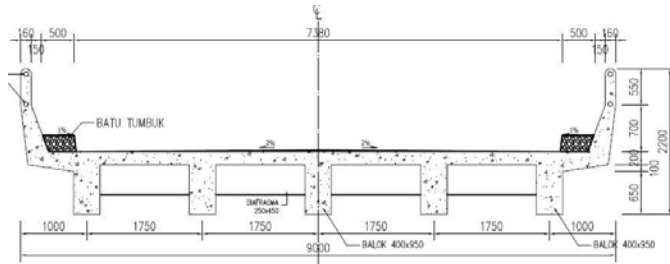
Tinggi Girder (h)	: 1,0 m
Tebal Balok (tanpa pelat)	: 0,8 m
Lebar Balok (b)	: 0,4 m
Tinggi Diafragma (hd)	: 0,45 m
Lebar Diafragma (bd)	: 0,3 m
Jumlah Balok Diafragma	: 5 buah
Jarak Antara Balok Diafragma	: 3 m



Gambar 4.3 Desain Jembatan Bentang 12 m

4.2.4 Dimensi Jembatan Bentang 10 m

Tinggi Girder (h)	: 0,95 m
Tebal Balok (tanpa pelat)	: 0,75 m
Lebar Balok (b)	: 0,4 m
Tinggi Diafragma (hd)	: 0,45 m
Lebar Diafragma (bd)	: 0,25 m
Jumlah Balok Diafragma	: 5 buah
Jarak Antara Balok Diafragma	: 2,5 m



Gambar 4.4 Desain Jembatan Bentang 10 m

4.3 Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Perhitungan perencanaan pelat lantai kendaraan digunakan untuk seluruh desain bentang jembatan, baik jembatan konvensional maupun jembatan integral

Data Perencanaan pelat lantai kendaraan :

Jarak antar gelagar : 1,75 m

Lebar Jembatan : 9 m

Berat Jenis Beton : 24 kN/m³

Berat Jenis Aspal : 22 kN/m³

Mutu Beton (f'c) : 25 MPa

Mutu Baja Tulangan (fy) : 400 MPa

Menurut RSNI-T-12-2004, pasal 5.5.2 untuk tebal minimum pelat lantai. Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$ts \geq 200 \text{ mm}$$

$$ts \geq (100 + 40 l) \text{ mm}$$

$$ts \geq (100 + 40 \times 1,75) = 170 \text{ mm}$$

Dimana :

ts = Tebal pelat lantai kendaraan

l = Bentang pelat diukur antar pusat tumpuan (m)

Jadi, direncanakan pelat lantai kendaraan dari beton dengan ketebalan 200 mm.

4.3.1 Pembebanan Pelat

Beban mati (DL)

- q pelat = $K_{MS}^U \times \gamma_{beton} \times t_{beton} \times 1 \text{ m}$
 $= 1,3 \times 24 \times 0,2 \times 1$
 $= 6,24 \text{ kN/m}$

Beban Mati Tambahan

- q aspal = $K_{MS}^U \times \gamma_{aspal} \times t_{aspal} \times 1 \text{ m}$
 $= 2,0 \times 22 \times 0,1 \times 1$
 $= 4,4 \text{ kN/m}$
- q air hujan = $K_{MS}^U \times \gamma_{air} \times t_{air} \times 1 \text{ m}$
 $= 2,0 \times 10 \times 0,1 \times 1$
 $= 2 \text{ kN/m}$

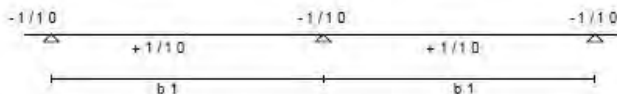
Maka, beban mati total, $Q_{DL} = 6,24 + 4,4 + 2 = 12,64 \text{ kN}$

Beban Hidup (LL)

- Beban Truk (T)
 Berdasarkan RSNI T-02-2005 pasal 6.4.1, beban truk diperhitungkan untuk menghitung lantai kendaraan dengan nilai besar beban roda truk $T = 112,5 \text{ KN}$ dan faktor beban $K_{TT}^U = 1,8$. Dengan faktor kejut $DLA = 30\%$.

$$\begin{aligned} T_u &= K_{TT}^U \times T \times (1+DLA) \\ &= 1,8 \times 112,5 \times (1+0,3) \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.3.2 Momen Akibat Beban



Gambar 4.5 Momen Distribusi

- a. Besar Momen Akibat Beban Mati

$$M_D = \frac{1}{10} \times Q_{DL} \times L^2$$

$$= \frac{1}{10} \times 12,64 \times 1,75^2$$

$$= 3,871 \text{ kNm}$$

b. Besar Momen Akibat Beban Hidup

$$M_L = 0,8 \times \frac{(S + 0,6) \times Tu}{10}$$

$$= 0,8 \times \frac{(1,75 + 0,6) \times 263,25}{10}$$

$$= 49,491 \text{ kNm}$$

Maka, besar momen total = $M_D + M_L = 53,362 \text{ kNm}$

4.3.3 Perhitungan Penulangan

Data perencanaan :

Tebal Pelat = 200 mm

Ø tulangan = 16 mm (arah x); $A_s = 201,06 \text{ mm}^2$

Ø tulangan = 13 mm (arah y); $A_s = 132,73 \text{ mm}^2$

4.3.3.1 Penulangan Arah Melintang

$$d = h - (\frac{1}{2} \times \text{Ø tulangan}) - \text{decking}$$

$$d = 200 - (\frac{1}{2} \times 16) - 40$$

$$d = 152 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 2}{00} \times \frac{600}{(600 + 400)}$$

$$= 0,027094$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,7 \times \rho_b$$

$$= 0,7 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,027094$$

$$= 0,02032$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 25} = 18,82353$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53,362 \times 10^5}{0,8} = 66702500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{66702500}{1000 \times 152^2} = 2,887054 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{30} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,887054}{0,85 \times 25}}\right) \\ &= 0,0078 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$$

$$0,00350 < 0,00789 < 0,02032 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Maka, } \rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,00789$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00789 \times 1000 \times 152 \\ &= 1183,863 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan D16, dengan } A_s = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Tulangan (n)} &= A_s \text{ perlu} / A_s \\ &= 1183,9 / 201,06 \\ &= 5,88 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak Antar Tulangan (s)} &= 1000 / 6 \\ &= 166,67 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang tulangan arah melintang D16-150.

4.3.3.2 Penulangan Arah Memanjang

$$d = 200 - (\frac{1}{2} \times 13) - 16 - 40$$

$$d = 137,5 \text{ mm}$$

Untuk tulangan susut digunakan :

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 137,5$$

$$= 275 \text{ mm}^2$$

Tulangan D13, dengan luas tulangan $A_s = 132,73 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan (n) = $A_s \text{ perlu} / A_s$

$$= 275 / 132,73$$

$$= 2,0718 \approx 3 \text{ buah}$$

Jarak Antar Tulangan (s) = $1000 / 3$

$$= 333,333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan arah melintang D13-300.

4.3.4 Kontrol Geser Ponds

Kekuatan penampang akibat geser didasarkan pada roda tengah truk (Beban Truk) dengan :

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

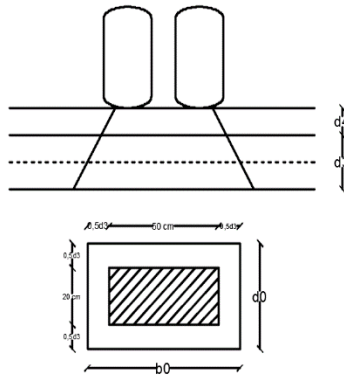
$$DLA = 30\%$$

$$K_{TT}^u = 1,8$$

$$V_u = T \times (1 + DLA) \times K_{TT}^u$$

$$= 112,5 \times (1 + 0,3) \times 1,8$$

$$= 263,25 \text{ kN} = 263250 \text{ N}$$



Gambar 4.6 Kontrol Geser Ponds Pelat

$$b_o = 0,5 d_3 + 50 + 0,5 d_3 = 10 + 50 + 10 = 70 \text{ cm} = 700 \text{ mm}$$

$$d_o = 0,5 d_3 + 20 + 0,5 d_3 = 10 + 20 + 10 = 40 \text{ cm} = 400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling Kritis (U)} &= 2 \times (b_o + d_o) \\ &= 2 \times (70+40) \\ &= 220 \text{ cm} = 2200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Kritis (A}_k) &= U \times 20 \\ &= 2200 \times 200 \\ &= 440000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat Kekuatan Geser, $V_u < \phi V_c$ ($\phi = 0,75$)

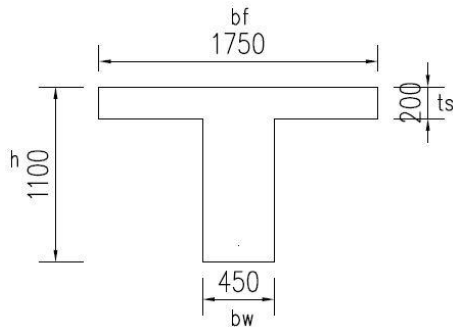
$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times A_k \\ &= 1/6 \times \sqrt{2} \times 0 \ 000 \\ &= 366666,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &< \phi V_c \\ 263250 \text{ N} &< 275000 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

4.4 Desain Bentang 16 m

Ukuran penampang balok-T yang digunakan mengacu pada Spesifikasi Kontruksi Jembatan Tipe Balok-T, Bina Marga, Departemen PU.

4.4.1 Pre-liminary Balok Penampang 16 m



Gambar 4.7 Penampang Balok-T 16 m

- Tinggi Penampang
Penentuan tinggi penampang disesuaikan dengan panjang bentang gelagar balok.
Tinggi penampang antara $1/12 L$ sampai $1/15 L$ diperoleh $1,333 \text{ m} > H > 1,067 \text{ m}$

Maka, dipilih H penampang = 1,1 m (Memenuhi)

- Lebar Efektif
Lebar efektif didapatkan nilai terkecil dari :
 $bf \leq L / 4$, dimana L adalah panjang bentang balok tersebut. $bf = 4 \text{ m}$
 $bf \leq bw + 16 hf$. $bf = 3,65 \text{ m}$
 $bf \leq bw + So$, dimana So adalah jarak bersih antara balok dengan balok sebelahnya = 1,3. $bf = 1,75 \text{ m}$
Maka, dipilih lebar efektif penampang sebesar 1,75 m

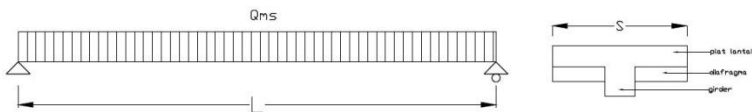
4.4.2 Perhitungan Pembebanan Girder

Pada perhitungan pembebanan untuk girder jembatan, dilakukan perhitungan untuk bentang terbesar dalam studi ini yaitu bentang 16 m. Pembebanan yang direncanakan dalam studi ini disesuaikan pada RSNi T-02-200, “Standar Pembebanan Untuk Jembatan”. Pembebanan pada girder terdiri dari :

- a). Berat Sendiri
- b). Beban Mati Tambahan
- c). Beban Lalu Lintas
- d). Pengaruh Temperatur
- e). Beban Angin
- f). Gaya Rem
- g). Beban Gempa

a. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat dari bagian bangunan dan elemen – elemen struktural yang dipikulnya. Termasuk berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural. Faktor beban ultimate : $K_{MS}^U = 1,3$ (beton cor ditempat)



Gambar 4.8 Beban mati pada girder

- Panjang bentang girder, $L = 16$ m
- Diafragma $0,3$ m x $0,6$ m
- Berat balok diafragma ($W = bd \times (hd-ts) \times s \times Wc$)
 $W_{\text{diafragma}} = 5,04$ kN
- Berat Beban Diafragma pada Girder (Q) = $1,575$ kN/m
- Jumlah balok diafragma (n) = 5 buah
- Jarak Antara Balok Diafragma = 4 m

Berat Beban Pada Girder :

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= 1,75 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 8,40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Girder} &= 0,45 \text{ m} \times 0,9 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Diafragma} = 1,575 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{MS} \text{ total} &= Q \text{ pelat lantai} + Q \text{ girder} + Q \text{ diafragma} \\ &= 8,4 + 9,72 + 1,575 \\ &= 19,70 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times Q_{MS} \times L$$

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \times 19,70 \times 16 = 157,56 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

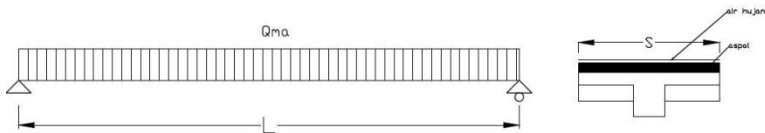
$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times Q_{MS} \times L^2$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \times 19,70 \times 16^2 = 630,24 \text{ kNm}$$

b. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan yang diperhitungkan antara lain :

1. Beban aspal
2. Beban air hujan



Gambar 4.9 Beban mati tambahan pada girder

$$\text{Beban aspal} = 1,575 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 3,85 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban air hujan} &= 1,75 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 10 \text{ kN/ m}^3 = 1,75 \text{ kN/m} \\ Q_{MA} \text{ total} &= Q \text{ aspal} + Q \text{ air hujan} \\ &= 3,85 + 1,75 \\ &= 5,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

$$\begin{aligned} V_{MA} &= \frac{1}{2} \times Q_{MA} \times L \\ V_{MA} &= \frac{1}{2} \times 5,6 \times 16 = 44,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Mati Sendiri :

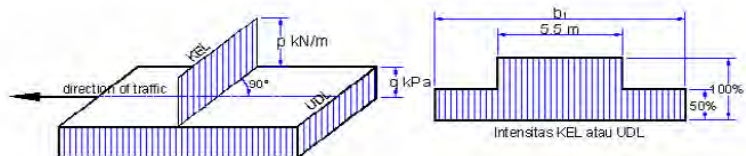
$$\begin{aligned} M_{MA} &= \frac{1}{8} \times Q_{MA} \times L^2 \\ M_{MA} &= \frac{1}{8} \times 5,6 \times 16^2 = 179,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”.

Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar lajur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis (KEL).



Gambar 1. Beban lajur "D"

Gambar 4.10 Beban lajur “D”, UDL dan KEL

Faktor Beban Lajur “D”, $K_{TD}^U = 1,8$ (RSNI T-02-2005)

Beban terbagi rata (UDL) menurut RSNI T-02-2005, pasal 6.3.1 poin 2, untuk $L \leq 30$ m, digunakan intensitas beban terbagi rata dalam arah memanjang jembatan, q KPa. $q = 9,0$ KPa.

Beban UDL per meter lari

$$q_{UDL} = q \times s$$

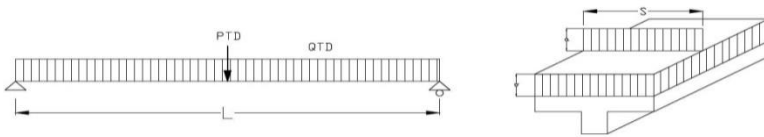
$$q_{UDL} = 9 \times 1,75 = 15,75 \text{ kN/m}$$

Beban garis (KEL) berdasarkan RSNI T-02-2005, pasal 6.3.1 poin 3, memiliki intensitas p kN/m yang besarnya adalah 49 kN/m. Beban garis (KEL) harus diperbesar dengan DLA untuk memperhitungkan pengaruh dinamika beban pada jembatan, untuk bentang $L = 16$ m, maka DLA = 30%. Beban KEL pada jembatan yaitu

$$P_{KEL} = P \times s \times (1 + DLA)$$

$$P_{KEL} = 49 \times 1,75 \times (1 + 0,3)$$

$$P_{KEL} = 111,475 \text{ kN}$$



Gambar 4.11 Beban lajur “D” pada girder

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

$$V_D = \frac{1}{2} \times (Q_{TD} \times L + P_{TD})$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times (15,75 \times 16 + 111,475) = 181,74 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Garis Terpusat :

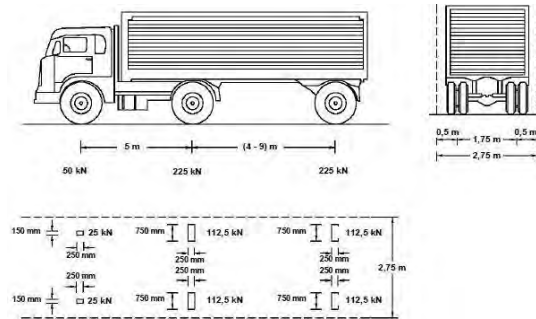
$$M_D = \frac{1}{8} \times Q_{TD} \times L^2 + \frac{1}{4} \times P_{TD} \times L$$

$$M_D = \frac{1}{8} \times 15,75 \times 16^2 + \frac{1}{4} \times 111,475 \times 16$$

$$= 949,90 \text{ kN/m}$$

Beban Truk “T”

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat berdasarkan RSNI T-02-2005, bab 6.4.1.



Gambar 4.12 Beban Truk “T”

Faktor beban, $K_{TT}^U = 1,8$ (RSNI T-02-2005, bab 6.4)

Faktor beban dinamis (DLA) untuk beban truk “T” di ambil 30%, berdasarkan RSNI T-02-2005, bab 6.6 poin 4.

$$T_U = T \times (1 + DLA)$$

$$T_U = 112,5 \times (1 + 30\%) = 146,25 \text{ kN}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Lalu Lintas :

$$V_T = R_T \times L$$

$$V_T = 329,0625 \times 2,778/4 = 57,13 \text{ kN}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Lalu Lintas :

$$M_D = \frac{1}{4} \times T \times L$$

$$M_D = \frac{1}{4} \times 146,25 \times 16 = 585 \text{ kNm}$$

Pada beban lalu lintas, hasil gaya geser dan momen ultimate dipilih hasil yang terbesar dari beban lajur “D” atau beban truk “T”. Didapat nilai terbesar yaitu pada beban lajur “D”.

$$M_{ET} = 3,3 \text{ kNm}$$

f. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas.

Gaya Geser Ultimate Akibat Gaya Rem :

$$\begin{aligned} TB &= 5\% \times V_D \\ &= 5\% \times 181,74 = 9,087 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y_o = 1,8 + \frac{1,1}{2} = 2,35 \text{ m}$$

Momen Ultimate Akibat Gaya Rem :

$$\begin{aligned} M_{TB} &= 9,087 \times 2,35 \\ &= 21,354 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa vertikal pada girder dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah sebesar 0,1 g atau diambil nilai 50% dari koefisien gempa horizontal statik ekuivalen.

$$K_h = C \times S$$

Dimana :

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah setempat.

S = Faktor tipe bangunan

Waktu Getar Alami Struktur (T) :

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

Dimana :

W_t = Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

g = Percepatan gravitasi bumi = 9,81 m/s²

K_p = Kekakuan lentur girder

Nilai W_t

Nilai Berat Mati Total Struktur

$$\begin{aligned} W_t &= (Q_{MS} + Q_{MA}) \times L \\ &= (19,7 + 5,6) \times 16 \text{ m} \\ &= 404,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen Inersia Penampang Girder

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ I &= 0,04991 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Kekakuan Lentur Girder

$$\begin{aligned} K_p &= 48 \times E_c \times \frac{I}{L^3} \\ &= 48 \times 25000 \times 1000 \times \frac{0,04991}{16^3} \\ &= 14623 \text{ kN/m} \\ T &= 2 \times \pi \times \left(\frac{W_t}{g \times K_p} \right) \\ &= 2 \times \pi \times \left(\frac{404,72}{9,81 \times 14623} \right) = 0,2388 \text{ detik} \end{aligned}$$

Koef. Geser Dasar (K_h)

Nilai C didapat dari Gambar 14 RSNI T-02-2005 pada wilayah gempa 6, Tanah Keras dengan nilai 0,035

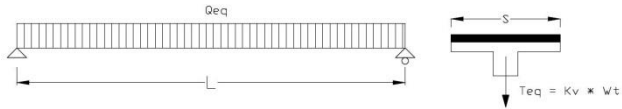
Nilai S didapat dari Tabel 33 RSNI T-02-2005 dengan nilai:

$$\begin{aligned} S &= 1,0 \times F \\ F &= 1,25 - 0,025 \times n = 1,225 \\ S &= 1,225 \\ K_h &= C \times S \\ &= 0,06 \times 1,225 \\ &= 0,074 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa vertikal

$$K_v = 50\% \times K_h = 0,037 < 0,1 \text{ g}$$

Digunakan $K_v = 0,1$



Gambar 4.15 Beban Gempa pada girder

Gaya Gempa Vertikal :

$$\begin{aligned} T_{eq} &= K \times W_t \\ &= 0,1 \times 404,72 = 40,472 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Gempa Vertikal :

$$\begin{aligned} Q_{eq} &= T_{eq}/L \\ &= \frac{40,472}{16} \\ &= 2,530 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya Geser Ultimate Akibat Beban Gempa :

$$\begin{aligned} V_{eq} &= \frac{1}{2} \times Q_{eq} \times L \\ V_{eq} &= \frac{1}{2} \times 13,211 \times 16 \\ V_{eq} &= 105,687 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen Ultimate Akibat Beban Gempa :

$$\begin{aligned} M_{eq} &= \frac{1}{8} \times Q_{eq} \times L^2 \\ M_{eq} &= \frac{1}{8} \times 13,211 \times 16^2 \\ M_{eq} &= 422,747 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.4.3 Kombinasi Pembebanan

1) Rekapitulasi Pembebanan

Dari perhitungan pembebanan di atas diperlukan rekapitulasi beban untuk perhitungan kombinasi beban. Rekapitulasi beban disesuaikan dengan hasil nilai beban yang terjadi. Adapun kombinasi beban yang digunakan, disesuaikan dengan peraturan RSNI T-02-2005.

Rekapitulasi pembebanan tersebut tertera pada tabel 4.1 sebagai berikut.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Pembebanan pada Girder

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Geser v (kN)	Gaya Momen M (kNm)
1	Berat Sendiri	MS	157,56	630,24
2	Beban Mati Tambahan	MA	44,8	179,2
3	Beban Lajur (D)	TD	181,74	949,90
4	Beban Angin	EW	5,92	23,70
5	Beban Temperatur	ET	0,21	3,30
6	Beban Rem	TR	2,350	21,354
7	Beban Gempa	EQ	20,236	80,944

2) Kombinasi Beban

Kombinasi beban pada girder yang digunakan ada 5 kombinasi. Kombinasi-kombinasi tersebut dilakukan untuk mengetahui gaya geser dan momen yang terbesar dari beban-beban yang terjadi pada girder setelah dikalikan faktor bebannya. Adapun 5 kombinasi tersebut adalah :

Tabel 4.2 Kombinasi Beban yang Terjadi

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3	Komb. 4	Komb. 5
1	Berat Sendiri (MS)	1,3	x	x	x	x	x
2	Beban Mati Tambahan (MA)	2	x	x	x	x	x
3	Beban Lajur "D" (TD)	1,8	x	x	x	x	
4	Beban Angin (EW)	1,2			x	x	
5	Beban Temperatur (ET)	1,2		x		x	
6	Beban Rem (TR)	1,8	x	x	x	x	
7	Beban Gempa (EQ)	1					x

Keterangan : (x) adalah beban yang terjadi pada suatu kombinasi

Tabel 4.3 Rekapitulasi Kombinasi Gaya Momen

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	Komb 1 (kNm)	Komb 2 (kNm)	Komb 3 (kNm)	Komb 4 (kNm)	Komb 5 (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	1,3	819,312	819,312	819,312	819,312	819,312
2	Beban Mati Tambahan (MA)	2	358,4	358,4	358,4	358,4	358,4
3	Beban Lajur "D" (TD)	1,8	1709,82	1709,82	1709,82	1709,82	
4	Beban Angin (EW)	1,2			28,44	28,44	
5	Beban Temperatur (ET)	1,2		3,96		3,96	
6	Beban Rem (TR)	1,8	38,437	38,437	38,437	38,437	

7	Beban Gempa (EQ)	1					80,94
TOTAL			2925,969	2929,929	2954,407	2958,367	1258,656

Tabel 4.4 Rekapitulasi Kombinasi Gaya Geser

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	Komb 1 (kNm)	Komb 2 (kNm)	Komb 3 (kNm)	Komb 4 (kNm)	Komb 5 (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	1,3	204,828	204,828	204,828	204,828	204,828
2	Beban Mati Tambahan (MA)	2	89,6	89,6	89,6	89,6	89,6
3	Beban Lajur "D" (TD)	1,8	327,13	327,13	327,13	327,13	
4	Beban Angin (EW)	1,2			7,11	7,11	
5	Beban Temperatur (ET)	1,2		0,25		0,25	
6	Beban Rem (TR)	1,8	4,230	4,230	4,230	4,230	
7	Beban Gempa (EQ)	1					20,24
TOTAL			625,78	626,03	632,89	633,14	314,66

Momen ultimate girder didapat dari nilai terbesar kombinasi gaya momen,

$$M_u = 2958,37 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimate girder didapat dari nilai terbesar kombinasi gaya geser,

$$V_u = 633,14 \text{ kN}$$

4.4.4 Perhitungan Penulangan Girder 16 m

1) Penulangan Lentur

Data-data :

$$\text{Lebar Ffektif Sayap (bf)} = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Badan Girder (bw)} = 450 \text{ mm}$$

Tinggi Girder (h)	= 1100 mm
Tebal Slab (ts)	= 200 mm
Jarak Antar Girder	= 1750 mm
$f'c$	= 25 MPa
f_y	= 400 MPa
Selimit Beton	= 40 mm
Ø tulangan lentur	= 32 mm
Ø tulangan geser	= 13 mm

$$d' = \text{tinggi balok} - \text{tebal selimit} - \text{Øgeser} - \frac{1}{2} (\text{Ølentur})$$

$$d' = 1100 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (32)$$

$$d' = 1028 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor } \beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{400} \times \frac{600}{(600 + 300)} \\ &= 0,02709 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,02709 \\ &= 0,02032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{2958,37}{0,8} = 3697,959 \text{ kNm} \\ &= 3697959280 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{3697959280}{450 \times 1028^2} = 7,776 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{00} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,04999}{0,85 \times 25}}\right) \\ &= 0,029745 \\ \rho \text{ pakai} &= 0,02032\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Tulangan Perlu (As perlu)} &= \rho \text{ pakai} \times b_w \times d \\ &= 0,02032 \times 450 \times 1028 \\ &= 9400,176 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ø tulangan pakai} &= 32 \text{ mm} \\ \text{Luas Tulangan Lentur (As}_1) &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \\ &= 804,247 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah Tulangan yang diperlukan (n)} = \frac{9400,176}{804,247} = 11,6 \approx 12$$

$$\begin{aligned}\text{As pakai (As}_1 \times n) &= 804,247 \times 12 = 9650,97 \text{ mm}^2 \\ \text{Tulangan Tiap Baris} &= 5 \text{ buah}\end{aligned}$$

Jarak Bersih Antara Tulangan (S)

$$S = \frac{b_w - (2 \times \text{selimut beton} - 2 \times D_{\text{sengkang}} - n \cdot D_{\text{Tulangan}})}{(n-1)}$$

$$S = \frac{450 - (2 \times 40 - 2 \times 16 - 5 \times 32)}{(5-1)} = 44,5 \text{ mm}$$

Jarak bersih 44,5 mm > 40 mm (RSNI T-12-2004, 5.1.1.7)

Tulangan Tekan digunakan untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka tulangan tekan akan diambil 50% dari tulangan Tarik.

$$\begin{aligned}\text{As}' &= 50\% \cdot \text{As} \\ &= 50\% \cdot 9650,97 = 4825,48 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan 6D 32

2) Analisa Balok T

Terdapat dua jenis balok T, berdasarkan posisi garis netral :

- Balok T asli, $a > hf$
- Balok T palsu, $a < hf$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_f}$$

$$a = \frac{9650,97 \times 400}{0,85 \times 25 \times 1750} = 103,81 \text{ mm} < hf = 200 \text{ mm}$$

tergolong T palsu

$$a_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$$= 0,85 \left(\frac{600}{600 + 300} \right) 1028 = 524,28 \text{ mm} > a$$

Maka, penampang termasuk sebagai balok T palsu dengan keruntuhan Tarik (*under reinforced*)

a) Momen Nominal Balok

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

$$= 9650,97 \times 400 \left(1028 - \frac{103,81}{2} \right)$$

$$= 37681088 \text{ Nmm} = 3768,11 \text{ kNm}$$

$$M_u = 2319,57 \text{ kNm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$2319,57 \text{ kNm} \leq 0,8 \times 3768,11$$

$$2319,57 \text{ kNm} \leq 3014,49 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

Maka, penampang dan tulangan mampu menahan momen lentur.

- 3) Penulangan Geser
- | | |
|-------------------------|-------------|
| Gaya Geser Ultimit | = 663,14 kN |
| Faktor Reduksi Geser | = 0,7 |
| Ø tulangan geser | = 13 mm |
| Lebar Badan Girder (bw) | = 450 mm |
| Tinggi Badan (d') | = 1028 mm |

Kuat Geser Nominal Beton

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c} \times b_w \times d}{6}$$

$$= \frac{\sqrt{25} \times 450 \times 1028}{6} = 385500 \text{ N} = 385,5 \text{ kN}$$

Kebutuhan Geser, V_s :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{663,14}{0,7} - 358,5 = 518,98 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{25} \times 450 \times 1028 = 1542 \text{ kN}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$ (OK)

Digunakan Tulangan Geser (Sengkang) 2D13
($A_s = 265,46 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 400 \times 1028}{518,98 \times 1000} = 210,33 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = \frac{1028}{2} = 514 \text{ mm}$$

Dipakai Tulangan Geser (Sengkang) 2D13-200

4.4.5 Kontrol Defleksi

Nilai defleksi atau lendutan dilihat pada tengah bentang jembatan. Dari beberapa kondisi didapatkan nilai defleksi maksimum akibat beban hidup yang bekerja.

Inersia Bruto,

$$I_g = 0,085298 \text{ m}^4$$

Modulus Keruntuhan Lentur,

$$f_r = 0.62 \sqrt{f_c} = 0.62 \sqrt{25} = 3.1 \text{ MPa}$$

nilai perbandingan modulus elastis = $E_s/E_c = 8,5$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton :

$$c = \frac{n \cdot A_s}{b_w} = \frac{8,5 \cdot 9650,97}{450} = 182,254 \text{ mm}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton sebagai berikut :

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} \cdot b_w \cdot c^3 \right) + [n \times A_s (d - c)^2]$$

$$I_{cr} = 59625285217,1 \text{ mm}^4$$

$$Y_t = h/2 = 550 \text{ mm}$$

Momen retak

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times I_g / y_t = 480770775,63 \text{ Nmm} \\ &= 480,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban,

$$M_a = 1888,63 \text{ kNm} = 1888636442 \text{ Nmm}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr}$$

$$I_e = 60048773669 \text{ mm}^4$$

Rumus Perhitungan Lendutan :

$$\delta \text{ untuk beban terbagi rata} = \frac{5}{384} \times Q \times Lx^4$$

$$\frac{Ec \times Ie}{}$$

$$\delta \text{ untuk beban terpusat} = \frac{1}{48} \times P \times Lx^3$$

$$\frac{Ec \times Ie}{}$$

Lendutan akibat beban lajur D

$$\begin{aligned}\delta_{TD} &= 1/48 * PTD * L^3 / (E_c * I_e) + 5/384 * QTD * L^4 / (E_c * I_e) \\ &= 0,06367 \text{ m} \\ &= 16,26 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{\text{ijin}} &= L/800 \\ &= 16000/800 \\ &= 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $\delta_{TD} = 16,26 \text{ mm} < \delta_{\text{ijin}} = 20 \text{ mm}$ sehingga struktur dianggap aman.

4.4.6 Perencanaan Abutmen

Abutmen jembatan gelagar balok T ini terletak pada kedua ujung jembatan dengan tiap-tiap sisi jembatan memiliki satu buah abutment. Pada perhitungan abutmen ini digunakan untuk seluruh bentang jembatan.

4.4.6.1 Data Perencanaan

Perencanaan bangunan bawah (abutment) menggunakan data perencanaan sebagai berikut :

- A. Spesifikasi Bahan

Mutu Beton (f'_c)	:	25 Mpa
Mutu Tulangan (f_y)	:	400 MPa
Modulus Elastis Beton (E)	:	23500 MPa
Modulus Elastisitas	:	200000 Mpa
- B. Struktur Atas

Panjang Bentang (L)	:	16 meter
Lebar Jalan (b)	:	7 meter
Tebal Plat Lantai Kendaraan (t_s)	:	0,2 meter
Tebal Lapisan Aspal (t_a)	:	0,1 meter
- C. Struktur Bawah

Lebar Pondasi (B)	:	3,5 meter
Tinggi Abutment	:	6 meter

4.4.6.2 Pembebanan

Perencanaan pembebanan berdasarkan RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan untuk Jembatan). Berikut ini adalah hasil perhitungan yang telah dilakukan.

a. Berat Sendiri Struktur Atas

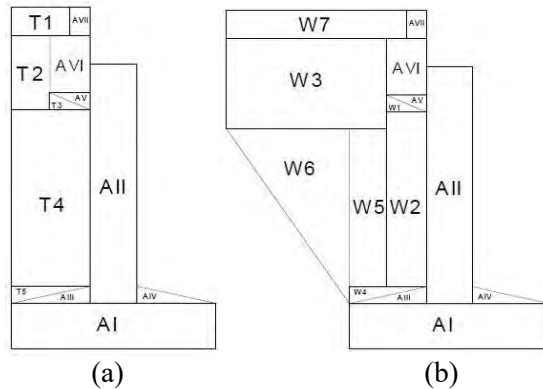
Beban akibat berat struktur atas diakibatkan oleh berat girder yang digunakan, pelat beton, dan balok diafragma. Hasil perhitungan pembebanan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.5 Beban Sendiri Struktur Atas

Beban	B	t	L	n	Berat	Berat
	(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kN)
Plat Beton	9	0.2	8	1	24	345.6
Balok Memanjang	0.45	0.9	8	5	24	388.8
Balok Melintang (Diafragma)	0.3	0.6	9	2.5	24	97.2
					$P_{ms} =$	831.6

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Beban struktur bawah diakibatkan oleh berat sendiri abutment, *wingwall*, dan tanah di belakang abutment. Hasil desain abutment dan perhitungan pembebanan yang terjadi dapat dilihat pada **Gambar 4.16** dan **Tabel 4.5**.



Gambar 4.16 (a) Konfigurasi Dimensi Abutmen dan Tanah di Abutmen
(b) Konfigurasi Dimensi Abutmen dan Wingwall

Berat Beton, $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 Berat Tanah, $\gamma_t = 18.5 \text{ kN/m}^3$
 Lebar Abutment, $B = 9 \text{ m}$
 Tebal Wingwall, $b_w = 0.8 \text{ m}$

Tabel 4.6 Perhitungan Berat Sendiri Abutment

Bidang	b	h	l	Lengan	Berat	Momen
	(m)	(m)	(m)	(m)	(Kg)	(KNm)
ABUTMENT						
A I	3.5	0.8	9	0	60480	0
A II	0.8	4.2	9	0	72576	0
A III	1.35	0.3	9	0.85	4374	37.179
A IV	1.35	0.3	9	-0.85	4374	-37.179
A V	0.7	0.3	9	0.633	2268	14.364
A VI	0.7	1	9	0.75	15120	113.4
A VII	0.35	0.5	9	0.575	3780	21.735

TANAH						
T 1	1	0.5	9	1.25	8325	104.0625
T 2	0.65	1.3	9	1.425	14069.25	200.4868
T 3	0.7	0.3	9	0.8667	1748.25	15.1515
T 4	1.35	3.1	9	1.08	69680.25	749.0627
T 5	1.35	0.3	9	1.3	3371.625	43.83113
WINGWALL						
W 1	0.7	0.3	0.8	0.87	201.6	1.7472
W 2	0.7	3.1	0.8	0.75	4166.4	31.248
W 3	2.8	1.6	0.8	2.5	8601.6	215.04
W 4	1.35	0.3	0.8	1.3	388.8	5.0544
W 5	0.65	2.8	0.8	1.425	3494.4	49.7952
W 6	2.15	3.1	0.8	2.4667	6398.4	157.8272
W 7	3.15	0.5	0.8	2.325	3024	70.308
					286441.575	1793.114

c. Berat Mati Tambahan

Berat tambahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Pada jembatan ini berat mati tambahan yang diperhitungkan berupa *overlay* aspal, air hujan, *railing*, dll yang dapat dilihat pada **Tabel 4.7**.

Tabel 4.7 Berat Mati Tambahan

Beban	B	t	L	Berat
	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)
Overlay aspal	7	0.1	8	22
Air Hujan	7	0.1	8	10
Railing, dll			8	0.5
				$P_{ma} =$ 1.48571429

d. Beban Lajur “D”

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Beban terbagi rata mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L)$$

Pada jembatan ini direncanakan :

$$\begin{aligned} \text{Bentang jembatan (L)} &= 16 \text{ meter} \\ \text{Lebar jalan jembatan (b)} &= 7 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\text{maka besarnya beban merata (q)} = 9 \text{ kPa}$$

Untuk perhitungan beban garis terpusat digunakan intensitas sebesar 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) sebesar 0.4. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut :

$$\begin{aligned} P_{UDL} &= q \times L \times (5.5 + b) / 2 \\ &= 9 \times 16 \times (5.5 + 7) / 2 \\ &= 900 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{KEL} &= P \times (1+DLA) \times (5.5 + b) / 2 \\ &= 49 \times (1+0.4) \times (5.5+7) / 2 \\ &= 428.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban garis terpusat (BTR)} &= P_{UDL} + P_{KEL} \\ &= 900 + 428.75 \\ &= 1328.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Beban Pejalan Kaki

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyebrangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Pembebanan ini direncanakan :

$$A = \text{Luas Trotoar} = \text{jumlah (n)} \times \text{lebar (b)} \times \text{panjang (L)}$$

$$= 2 \times 1 \times 8 = 16 \text{ m}^2, A > 10 \text{ m}^2,$$

$$\text{Maka beban (q)} = 5 - 0.033 \times (A-10)$$

$$= 5 - 0.033 \times (16 - 10)$$

$$= 4.802 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban abutment (Ptp)} = A \times q = 16 \times 4.802 = 76.832 \text{ kN}$$

f. Beban Angin

Perhitungan beban angin mengacu pada RSNI T-02-2005 pasal 7.6, yaitu :

$$A_b = L/2 \times \text{tinggi bidang} = 16/2 \times 2.3 = 18.4 \text{ m}^2$$

1. Gaya angin yang meniup bidang jembatan

$$T_{ew1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$= 0.0006 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 18.4$$

$$= 16.905 \text{ kN}$$

2. Gaya angin yang meniup kendaraan

$$T_{ew2} = 0.0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot L / 2$$

$$= 0.0012 \cdot 1.25 \cdot 35^2 \cdot 16/2$$

$$= 14.7 \text{ kN}$$

Besarnya gaya pada abutmen :

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2} = 31.605 \text{ kN}$$

$$M_{ew} = T_{ew2} \cdot Y_1 + T_{ew1} \cdot Y_2$$

$$= 196.576 \text{ kNm (terhadap pondasi)}$$

$$M'_{ew} = T_{ew2} \cdot Y'_1 + T_{ew1} \cdot Y'_2$$

$$= 161.810 \text{ kNm (terhadap breastwall)}$$

g. Beban Temperatur

Pengaruh temperatur sebagai beban terhadap jembatan diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 yang dapat dilihat pada perhitungan berikut :

Temperatur maksimum rata-rata,	$T_{\max} : 40^{\circ} \text{C}$
Temperatur minimum rata-rata,	$T_{\min} : 15^{\circ} \text{C}$
Perbedaan Temperatur,	$\Delta T : 25^{\circ} \text{C}$

Koefisien muai beton (α)	: 0.00001 per $^{\circ}\text{C}$
Kekakuan	: 1500 kN/m
Panjang girder	: 8 meter
Jumlah tumpuan (n)	: 5 buah

Gaya pada abutment akibat pengaruh beban temperatur :

$$\begin{aligned}
 T_{ET} &= \alpha \cdot \Delta T \cdot k \cdot L/2 \cdot n \\
 &= 0.00001 \cdot 25 \cdot 1500 \cdot 8/2 \cdot 5 \\
 &= 7.5 \text{ kN} \\
 M_{ET} &= T_{ET} \cdot Y_o = 7.5 \cdot 5 = 37.5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

h. Gaya Rem

Pengaruh gaya rem diperhitungkan sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya rem (TB)} &= 66.438 \text{ kN} \\
 \text{Lengan terhadap titik O} &= 6.2 \text{ meter} \\
 M_{TB} &= 66.438 \cdot 6.2 = 411.912 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

i. Beban Gempa

Beban gempa diperhitungkan dengan menggunakan rumus :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

Dimana,

$$\begin{aligned}
 K_h &= C / R, \text{ koefisien beban gempa horisontal} \\
 T_{eq} &= \text{Gaya geser dasar total arah yang ditinjau} \\
 W_t &= P_{ms} + P_{ma}, \text{ berat total jembatan} \\
 C &= \text{koefisien respons gempa} \\
 R &= \text{faktor modifikasi respons}
 \end{aligned}$$

Periode getar struktur dihitung menggunakan rumus:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \cdot K_p}}$$

Dimana,

$g = 9.8 \text{ m/det}^2$, percepatan gravitasi

K_p = kekakuan struktur terhadap gaya horizontal

$W_{TP} = P_{ms} \text{ (str atas)} + \frac{1}{2} P_{ms} \text{ (str bawah)}$

Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (X)

Dimensi *Breast Wall* :

Tinggi (Lb) = 3,9 meter

Lebar (b) = Ba = 9 meter

Tebal (h) = 0,8 meter

Inersia (Ic) = $1/12 \times b \times h^3 = 0,384 \text{ m}^4$

Modulus elastis beton (Ec) = 23500 MPa

= $2,35 \times 10^7 \text{ kPa}$

Nilai kekakuan (Kp) = $3 \times Ec \times Ic / Lb^3$

= $3 \times 2,35 \times 10^7 \times 0,384 \times 3,9^3$

= 456379,912 kN/m

Berat sendiri struktur atas (P_{MS} atas) = 831,6 kN

Berat sendiri struktur bawah (P_{MS} bawah) = 286441,575 kN

Berat total struktur (W_{tp}) = PMS atas + 0.5 PMS bawah

= $831,6 + (0,5 \times 286441,575)$

= 144052,3875 kN

Waktu getar struktur (T) = $2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{144052,388}{9,81 \times 456379,912}}$

= 1,127 detik

Kondisi tanah dasar = Tanah Keras

Lokasi Zona Gempa = 4

Koefisien geser dasar (C) = 0,35

Faktor modifikasi respons (R) = 1,5

Koefisien beban gempa horizontal (K_h) = $C/R = 0,237$

Beban gempa (T_{eq}) = $0,237 \times W_t$

Tabel 4.8 Distribusi Beban Gempa

No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms	831,6	196,76	5	1	983,809
Pma	187,2	44,29	5	1	221,464
STRUKTUR BAWAH					
ABUTMENT					
1	604,8	143,10	0,4	1	57,240
2	725,76	171,72	2,9	1	497,986
3	43,74	10,35	0,9	1	9,314
4	43,74	10,35	0,9	1	9,314
5	22,68	5,37	4,05	1	21,733
6	151,2	35,77	4,65	1	166,353
7	37,8	8,94	5,75	1	51,426
TANAH					
1	83,25	19,70	2,35	1	46,289
2	140,6925	33,29	1,45	1	48,269
3	17,4825	4,14	4,3	1	17,787
4	696,8025	164,87	2,65	1	436,900
5	33,71625	7,98	1	1	7,977
WING WALL					
1	2,016	0,48	4,3	1	2,051
2	41,664	9,86	2,65	1	26,124
3	86,016	20,35	4,7	1	95,654
4	3,888	0,92	1	1	0,920
5	34,944	8,27	2,5	1	20,670
6	63,984	15,14	2,867	1	43,399
7	30,24	7,15	5,75	1	41,141
	$T_{EQ} =$	918,79		$M_{EQ} =$	2805,82

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Y)

Untuk perhitungan beban gempa arah melintang jembatan, dengan menggunakan cara perhitungan yang sama didapatkan hasil :

$$T_{EQ} = 0,668 Wt$$

$$T_{EQ} = 2593,18 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = 7919,1 \text{ kNm}$$

j. Tekanan Tanah

Beban tambahan yang diperhitungkan pada bagian tanah di belakang dinding abutment. Tekanan tanah diakibatkan dari beban lalu-lintas yang melalui tanah timbunan. Diasumsikan tanah timbunan yang berada di belakang dinding abutment adalah tanah sirtu dengan asumsi data sebagai berikut :

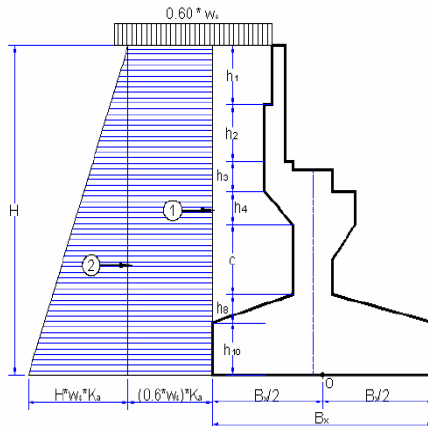
$$\text{Berat Jenis Tanah} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut Geser } (\varphi) = 30^\circ$$

$$\text{Tinggi Abutmen (H)} = 6 \text{ meter}$$

$$\text{Lebar Abutmen (B)} = 9 \text{ meter}$$

$$\text{Koefisien Tanah Aktif (K}_a) = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.333$$



Gambar 4.17 Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang Abutment

Tabel 4.9 Perhitungan Tegangan Tekanan Tanah

Jenis Beban	tegangan σ	Tta
	(kN/m ²)	(kN)
Tta 1 = $q \times H \times K_a \times B$	3,00	162.00
Tta 2 = $\frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times K_a \times B$	39,00	972.00
	TOTAL = Tta 1 + Tta 2 =	1134.00

k. Tekanan Tanah Dinamis

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis ditung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut :

$$\theta = \tan^{-1}(K_h)$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos^2\theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin\phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos\theta} \right\} \right]}$$

Dimana,

$$\text{Tinggi abutment (H)} = 6 \text{ meter}$$

$$\text{Lebar abutment (Ba)} = 9 \text{ meter}$$

$$\text{Koefisien gempa lateral (Kh)} = 0,237$$

$$\text{Sudut geser tanah timbunan } (\phi') = 30^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif timbunan (Ka)} = 0,333$$

$$\text{Berat volume timbunan (Ws)} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.244) = 0,241$$

$$\cos^2(\phi' - \theta) = 0,922$$

$$\left[\cos^2\theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin\phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos\theta} \right\} \right] = 1,79$$

$$K_{aG} = \frac{0,922}{1,79} = 0,514$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0,514 - 0,333 = 0,181$$

Gaya gempa lateral akibat tekanan tanah dinamis,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_{aG} \cdot B_y \\ &= 514,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= \frac{2}{3} \cdot H \\ &= \frac{2}{3} \times 6 = 4 \text{ meter} \end{aligned}$$

Momen akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 2112,6 \text{ kNm}$$

4.4.6.3 Kombinasi Beban Kerja

Seluruh beban yang telah diperhitungkan selanjutnya dikombinasikan untuk menghasilkan nilai-nilai beban yang sesuai kondisi kenyataan. Kombinasi pembebanan tertera pada **Tabel 4.9** yang mana telah disesuaikan dengan RSNI T-02-2005

Tabel 4.10 Kombinasi Pembebanan

Aksi	Kombinasi No.				
	1	2	3	4	5
Aksi Tetap	X	X	X	X	X
Beban Lalu Lintas	X	X	X	X	-
Pengaruh Temperatur	-	X	-	X	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X
Beban Angin	-	-	X	X	-
Pengaruh Gempa	-	-	-	-	X
Beban Tumbukkan	-	-	-	-	-
Beban Pelaksanaan	-	-	-	-	-
Tegangan Berlebih yang Diperbolehkan	nil	25%	25%	40%	50%

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada halaman Lampiran. Hasil perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada **Tabel 4.10** berikut :

Tabel 4.11 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Abutment

Kombinasi	k	Vertikal	Horizontal (kN)		Momen (kNm)	
		(kN)	T _x	T _y	M _{hx}	M _{hy}
Kombinasi 1	0%	5212,0	1200,4	-	4635,0	-
Kombinasi 2	25%	5288,8	1207,9	-	4672,5	-
Kombinasi 3	25%	5314,9	1200,4	31,6	4635,0	196,6
Kombinasi 4	40%	5314,9	1207,9	31,6	4672,5	196,6
Kombinasi 5	50%	3883,2	2580,9	2593,2	9141,5	7919,1

4.4.6.4 Kontrol Stabilitas Guling

Perhitungan stabilitas guling menggunakan SF minimal sebesar 1,1 untuk bangunan bawah. Perhitungan kontrol guling menggunakan rumus sebagai berikut :

$$M_{PX} = V \times (Bx/2) \times (1+K)$$

Dimana,

MPX = momen penahan guling

V = beban vertikal

Bx = lebar abutmen arah-x = 3.5 meter

K = tegangan berlebih yang diijinkan

SF yang digunakan = 1,1

$$SF = M_{PX} / M_{hx} > 1,1$$

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Kontrol Guling Arah-X

Komb-inasi	k	V	M _{hx}	MP _x	SF	Kontrol
		(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	0%	5211.97	4635.0	9120.94	1.967829	OK
2	25%	5288.80	4672.5	11569.25	2.476015	OK

3	25%	5314.87	4635.0	11626.27	2.50835	OK
4	40%	5314.87	4672.5	13021.42	2.786805	OK
5	50%	3883.22	9141.5	10193.44	1.11507	OK

$$M_{PY} = V \times (B_y/2) \times (1+K)$$

Dimana,

MPX = momen penahan guling

V = beban vertikal

Bx = lebar abutmen arah-y = 9 meter

K = tegangan berlebih yang diijinkan

SF yang digunakan = 1,1

$$SF = M_{py} / M_{hx} > 1,1$$

Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Kontrol Guling Arah-Y

Komb- inasi	k	V	M _{hy}	M _{py}	SF	Kontrol
		(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	0%	5211.97	-	23453.85	-	-
2	25%	5288.80	-	29749.49	-	-
3	25%	5314.87	196.6	29896.12	152.0845	OK
4	40%	5314.87	196.6	33483.65	170.3346	OK
5	50%	3883.22	7919,1	26211.71	3.30994	OK

4.4.6.5 Kontrol Stabilitas Geser

Perhitungan stabilitas geser menggunakan SF minimal sebesar 1.1. Perhitungan kontrol geser menggunakan rumus sebagai berikut :

$$H = C \cdot B_x \cdot B_y + V \cdot \tan \emptyset \cdot (1 + K)$$

Dimana,

Kohesi (C) = 0.33 kg/cm²

Sudut Gesek (\emptyset) = 12.35^o

Lebar abutment arah-x (B_x) = 3.5 meter
 Lebar abutment arah-y (B_y) = 9 meter
 Tegangan berlebih yang diijinkan (K)

Kontrol Geser Arah-X

Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Kontrol Geser Arah-X

Komb-inasi	k	V	T _x	H _x	SF	Kontrol
		(kN)	(kN)	(kN)		
1	0%	5211.97	1200.4	2180.658	1.816552	OK
2	25%	5288.80	1207.9	2486.975	2.058861	OK
3	25%	5314.87	1200.4	2494.11	2.077667	OK
4	40%	5314.87	1207.9	2668.663	2.209272	OK
5	50%	3883.22	2633.2	2834.593	1.076496	NOT OK

Kontrol Geser Arah-Y

Tabel 4.15 Hasil Perhitungan Kontrol Geser Arah-Y

Komb-inasi	k	V	T _y	H _y	SF	Kontrol
		(kN)	(kN)	(kN)		
1	0%	5211.97	-	2180.658	-	OK
2	25%	5288.80	-	2486.975	-	OK
3	25%	5314.87	31.6	2494.11	78.91503	OK
4	40%	5314.87	31.6	2668.663	84.43799	OK
5	50%	3883.22	2554.8	2314.843	0.596115	NOT OK

4.4.6.6 Kontrol Terhadap Daya Dukung

Abutment dikontrol terhadap daya dukung untuk mengetahui apakah sudah mampu menahan semua beban ataukah perlu dibantu dengan pondasi di bawahnya. Data tanah di dasar abutment berada di lampiran. Didapat dari data tanah adalah sebagai berikut :

$$\gamma = 1.62 \text{ kN/m}^3$$

$$C = 33 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = 12.35^\circ$$

menggunakan tabel Terzaghi maka didapatkan :

$$N_q = 3.47$$

$$N_\gamma = 0.95$$

$$N_c = 11.11$$

$$\text{Lebar (B)} = 3.5 \text{ meter}$$

Kedalaman (D) = 0 meter (abutment langsung berada di atas tanah asli)

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= (0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma) + (C \cdot N_c) + (\gamma \cdot D \cdot N_q) \\ &= (0.5 \cdot 3.5 \cdot 1.62 \cdot 0.95) + (33 \cdot 11.11) + (1.62 \cdot 0 \cdot 3.47) \\ &= 369.3298 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban yang terjadi,

$$\text{Beban vertikal} = 5391.698 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{terjadi}} = 171.165 \text{ kN/m}$$

$$SF = \frac{Q_{ult}}{Q_{\text{terjadi}}} = \frac{369.3298}{171.165} = 2.158 < 3, \text{ maka } NOT OK \text{ dan}$$

direncanakan menggunakan pondasi sumuran.

4.4.7 Perencanaan Pondasi Sumuran

4.4.7.1 Daya Dukung Pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi menggunakan rumus Terzaghi, direncanakan menggunakan pondasi sumuran dengan data tanah terlampir dan data perencanaan sebagai berikut :

$$B, D = 2,5 \text{ meter}$$

$$D_f, L = 5 \text{ meter}$$

Digunakan rumus Terzaghi (1943) :

$$Q_{ult} = (1,3 \cdot C \cdot N_c) + (\gamma \cdot D \cdot N_q) + (0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

Tanah dasar di bawah pondasi terdiri dari dua lapisan :

Lapisan 1 :

$$\gamma_1 = 16.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_1' = 6.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_1 = 12.35^\circ$$

$$\begin{array}{ll}
 C1 & = 33 \text{ kN/m}^2 & \phi 2 & = 8.7^\circ \\
 H1 & = 2 \text{ meter} & C2 & = 15.3 \text{ kN/m}^2 \\
 & & H2 & = 2 \text{ meter}
 \end{array}$$

Lapisan 2 :

$$\gamma_2 = 15.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_2' = 5.8 \text{ kN/m}^3$$

Tanah rata-rata ,

$$C \text{ rata-rata} = \frac{C1 \cdot H1 + C2 \cdot H2}{\Sigma H} = \frac{(33 \times 2) + (15.3 \times 2)}{(2+2)} = 24.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi \text{ rata-rata} = \frac{\tan \phi_1 \times H1 + \tan \phi_2 \times H2}{\Sigma H} = 10.54^\circ$$

$$\tan^{-1} \phi = 0.186$$

Dengan data yang dimiliki di atas, didapat nilai factor *bearing capacity* dari Terzaghi, melalui interpolasi maka didapatkan faktor-faktor sebagai berikut:

$$N_c = 9.907$$

$$N_q = 2.847$$

$$N_\gamma = 0.63$$

Daya dukung pondasi,

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= (1.3 \cdot C \cdot N_c) + (\gamma \cdot D \cdot N_q) + (0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \\
 &= (1.3 \times 24.15 \times 9.907) + (5.8 \times 4 \times 2.847) + (0.3 \times 5.8 \times 2 \times 0.63) \\
 &= 396.3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ pondasi} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 4.909 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= q \times A \\
 &= 396.3 \times 4.909 = 1945 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = Q / SF = 1945 / 3 = 648.5 \text{ kN}$$

Beban yang terjadi,

$$\text{Beban vertikal} = 5391.698 \text{ kN}$$

Jumlah pondasi dibutuhkan, n :

$$\begin{aligned} n &= P / Q_{ijin} \\ &= 5391.698 / 1945 \\ &= 2,771 \approx 3 \end{aligned}$$

maka perkuatan bangunan bawah yang dilakukan ialah menggunakan pondasi sumuran dengan :

$$\begin{aligned} \text{Diameter (D)} &= 2,5 \text{ meter} \\ \text{Kedalaman (L)} &= 4 \text{ meter} \\ \text{Jumlah (n)} &= 2 \text{ buah} \\ \text{Tebal dinding (t)} &= 0,4 \text{ meter} \end{aligned}$$

4.4.7.2 Penulangan Pondasi Sumuran

Rekapitulasi beban yang bekerja pada pondasi sumuran dapat dilihat pada tabel 4.16. Perhitungan penulangan pondasi sumuran dilakukan dengan menggunakan beban P dan momen yang terjadi di dasar pondasi.

Tabel 4.16 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pondasi

Kombinasi	Vertikal	Horizontal (kN)		Momen (kNm)	
	(kN)	Tx	Ty	Mhx	Mhy
Kombinasi 1	5212,0	1200,4	-	4635,0	-
Kombinasi 2	5288,8	1207,9	-	4672,5	-
Kombinasi 3	5314,9	1200,4	31,6	4635,0	196,6
Kombinasi 4	5314,9	1207,9	31,6	4672,5	196,6
Kombinasi 5	3883,2	2580,9	2593,2	9141,5	7919,1

a) Tulangan Longitudinal

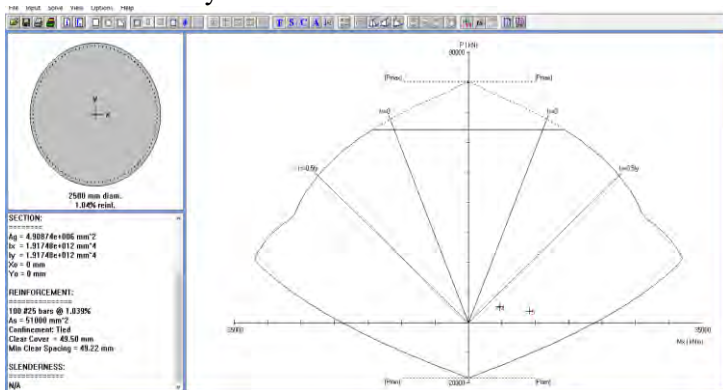
$$f_c = 2 \text{ MPa}$$

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

$$D = 2,5 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

Penulangan longitudinal pondasi sumuran dilakukan dengan menggunakan bantuan program spColumn,

didapatkan tulangan yang dibutuhkan pondasi sumuran adalah sebanyak 100 D25.



Gambar 4.18 Hasil spColumn Penulangan Pondasi Sumuran

b) Tulangan Geser

$$V_u = 1771,6 \text{ kN}$$

$$D = 2,5 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\emptyset \text{ tul. geser} = 13 \text{ mm} (A_s = 132,73)$$

$$A_g = 4908738,52 \text{ mm}^2$$

$$d = 2450,5 \text{ mm}$$

$$d' = b = 2444 \text{ mm}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f'_c}\right)$$

$$V_c = 5381317 \text{ N} = 5381,317 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,7 \times 5381,317 = 3766,92 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ digunakan tulangan geser minimum.

$$V_s = 899,65 \text{ kN}$$

$$A_{sv} = 132,73$$

$$S = A_s \times f_y \times d / v_s = 198,904 = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D13-150 mm.

4.5 Perhitungan Penulangan Abutmen

Penulangan abutment dibagi menjadi beberapa bagian yaitu breastwall, backwall.

4.5.1 Backwall

Perhitungan segmen backwall dilakukan berdasarkan pada beban yang berada pada bagian backwall saja, didapat beban ultimate yang terjadi backwall :

1. Tekanan tanah
 $H = 136,69 \text{ kN}$
 $M = 83,53 \text{ kNm}$
2. Beban Gempa
 $H = 44,72 \text{ kN}$
 $M = 29,07 \text{ kNm}$
3. Tekanan Tanah Dinamis
 $H = 115,89 \text{ kN}$
 $M = 115,89 \text{ kNm}$

Didapatkan momen ultimate, $M_u = 228,49 \text{ kNm}$

$f'_c = 2 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

tebal decking = 50 mm

\emptyset utama = 16 mm ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$)

\emptyset bagi = 13 mm

$d = 350 \text{ mm}$

$d' = 30 - 50 - 13 - (0,5 \times 16) = 279 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 2}{300} \times \frac{600}{(600 + 300)} \\ &= 0,02709 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,02709 \\ &= 0,02032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{300} = 0,0035$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{228,49}{0,8} = 285,62 \text{ kNm}$$

$$= 285621547 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{285621547}{9000 \times 279^2} = 0,4076 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}}\right)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{00} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,04999}{0,85 \times 25}}\right)$$

$$= 0,00103$$

$$\rho \text{ pakai} = \rho_{\min} = 0,0035$$

Tulangan utama

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d' = 8788, \text{ m m}^2$$

$$A_{S_{\text{tulangan}}} = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan, } n = 8788,5 / 201,06 = 44 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan} = B/n = 9000/44 = 204,55 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai tulangan D16 – 200

Tulangan susut

$$A_s \text{ perlu} = 50\% A_s \text{ tulangan pokok} = 4394,4 \text{ mm}^2$$

Jadi, dipakai tulangan D13 – 100

4.5.2 Breastwall

Perencanaan penulangan breastwall dilakukan dengan menggunakan program spColumn. Direncanakan dimensi breastwall sepanjang 9 m dengan lebar yang ditinjau 1 m.

a) Tulangan longitudinal

$$f'_c = 2 \text{ MPa}$$

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

$$B = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

Tebal selimut beton = 40 mm

Ø tulangan longitudinal = 25 mm

$$d' = 77, \text{ mm}$$

N jumlah tulangan = 16 buah

$$\rho = 1,02 \% = 0,0102$$

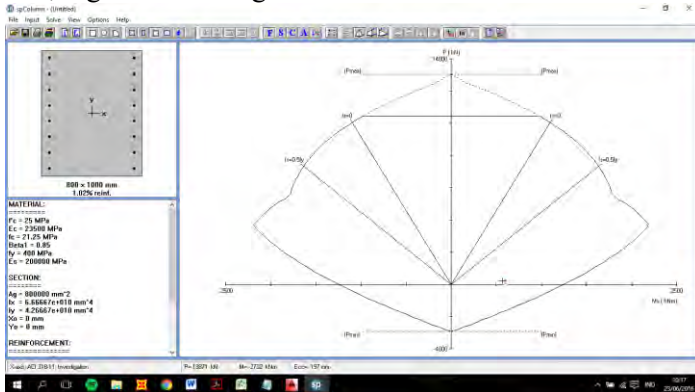
$$\rho_{tarik} = \rho_{tekan} = 0,007$$

Digunakan tulangan 2D25 dengan $A_s = 981,75 \text{ mm}^2$

$$A_s = \rho \times b \times d = 762, \text{ mm}^2$$

$$S = (\pi \times D^2 \times b) / (0,5 \times A_s) = 128,76 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan 2D25-125



Gambar 4.19 Hasil spColumn Breast Wall Abutment

- Tulangan geser

$$L = 3,7 \text{ m}$$

$$M_u = 1018,787 \text{ KNm}$$

$$V_u = 275,348 \text{ KN}$$

$$A_{s \text{ tul longitudinal}} = 9200 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 700 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} x b x d = 690209,308 \text{ N} = 690,209 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,7$$

$$V_{c \text{ maks}} = 0,2 \times f'_c \times b \times d = 4900000 \text{ N} = 4900 \text{ KN}$$

$$\phi V_{c \text{ maks}} = 3430 \text{ KN} > V_u = 275,348 \text{ ...OK}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,05$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{14 \cdot f'_c \cdot A_g} = 1,00$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\frac{A_s}{b \times d} \right)^{1/3} = 173453,846 \text{ N} = 173,45 \text{ KN}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \times b \times d = 593453,85 \text{ N} = 593,45 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 415,42 \text{ KN}$$

$$0,5 \phi V_c = 207,71 \text{ KN}$$

$$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

207,71 < 275,348 < 415,42 KN.....digunakan tulangan geser minimum

$$V_s = 393,3542 \text{ KN} = 393354,2 \text{ N}$$

Diameter tulangan = 13 mm

$$S_y = 300 \text{ mm}$$

$$A_{sv} = \frac{0,25 \pi D^2 x b}{S_y} = 442,44 \text{ mm}^2$$

$$S_x = \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} = 314,94 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan geser D13-300/300 mm.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

JEMBATAN INTEGRAL

5.1 Umum

Bab ini berisikan pemodelan desain jembatan integral penuh dengan menggunakan tipe jembatan beton bertulang balok T pada struktur atasnya. Sama halnya seperti pada Bab IV, awal perencanaan jembatan integral sama dengan jembatan konvensional, yaitu dengan menganggap balok tertumpu di atas perletakan sederhana, VTrans IAC, (2009). Bentang jembatan yang didesain antara lain yaitu bentang 10 m, 12 m, 14 m, dan 16 m dengan berdasarkan Spesifikasi Kontruksi Jembatan Tipe Balok T Bentang s/d 25 m Untuk Beban BM 100, Departemen Pekerjaan Umum.

Spesifikasi bangunan bawah yang digunakan yaitu sama seperti pada desain perhitungan pada Bab IV, yang membedakan ialah pada bagian hubungan antara sistem struktur atas dengan struktur bawah jembatan yang terintegrasi. Jembatan integral penuh tidak perlu menggunakan siar muai (*expansion joint*) dan perletakkan (*bearing pad*). Dengan menyatunya sistem bangunan atas dengan bangunan bawah, maka pergerakan yang terjadi pada jembatan harus diakomodasi oleh sistem pondasi. Pondasi pada jembatan integral penuh harus dibuat fleksibel.

5.1.1 Data Pemodelan Jembatan Integral

a). Data umum

Panjang Bentang (L)	: 16 m
Lebar Jembatan (B)	: 9 m
Lebar Jalan (B_1)	: 7 m
Lebar Trotoar (B_2)	: 1 m
Jarak Antara Girder (s)	: 1,75 m
Tinggi Girder (h)	: 1,1 m
Tebal Pelat Lantai (ts)	: 0,2 m
Tebal Lapisan Aspal (t_a)	: 0,1 m
Lebar Balok (b)	: 0,45 m

Tinggi Jembatan	: 2,35 m
Jumlah Balok Diafragma	: 5 buah
Jarak Antara Balok Diafragma	: 4 m
b). Material	
Mutu Beton ($f'c$)	: 25 MPa
Berat Jenis Beton	: 24 kN/m ³
Mutu Baja Tulangan	: $f_y = 400$ MPa
Berat Jenis Aspal	: 22 kN/m ³
E Beton	: $2,5 \times 10^4$ MPa
E Baja	: 2×10^5 Mpa
c). Lokasi Jembatan	
Zona Gempa	: 4
Kondisi Tanah	: Tanah Baik (Keras)

5.1.2 Pembebanan

Perhitungan Pembebanan pada jembatan yang direncanakan dalam studi ini disesuaikan pada RSNI T-02-200, “Standar Pembebanan Untuk Jembatan” dan AASHTO LRFD (2012), terdiri dari :

- a). Beban Mati
- b). Beban Mati Tambahan
- c). Beban Lajur “D”
- d). Beban Rangkak (*creep*)
- e). Beban Susut (*shrinkage*)
- f). Gaya Rem
- g). Beban Tekanan Tanah
- h). Beban Gempa
- i). Pengaruh Temperatur

pembebanan disesuaikan dengan pembagian struktur jembatan menjadi beberapa segmen, yaitu lima segmen dimana satu segmen mewakili lebar 1,75 m lebar jembatan.

a. Beban Sendiri

Beban sendiri yang *diinput* ke program SAP2000

b. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan yang diperhitungkan antara lain :

3. Beban aspal
4. Beban air hujan



Gambar 5.1 Konfigurasi Beban Mati Tambahan

$$\text{Beban Aspal} = 1,575 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 3,85 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Air Hujan} = 1,75 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{MA} \text{ total} &= Q \text{ aspal} + Q \text{ air hujan} \\ &= 3,85 + 1,75 \\ &= 5,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Lajur “D”

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”.

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar lajur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (UDL) dan beban garis (KEL).

$$\text{Faktor Beban Lajur “D”}, K_{TD}^U = 1,8 \text{ (RSNI T-02-2005)}$$

d. Beban Susut (*Shrinkage*)

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, pasal 4.4.1.8, nilai regangan susut rencana beton pada umur t (hari), $\varepsilon_{cs,t}$, yang di *input* pada pembebanan SAP2000 adalah $\varepsilon_{cs,t} = 0,000170$. Dari tabel 2.1 Koefisien standar susut beton dengan $f'c = 2$ MPa.

e. Beban Rangkak (*Creep*)

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, tabel 4.2, nilai koefisien regangan rangkak rencana beton pada umur t (hari) pada mutu $f'c = 2$ mpa, $C_u = 2,5$, sehingga didapatkan nilai $\phi_{cc} = 3,26 \times 10^{-3}$ yang di kemudian *input* pada pembebanan SAP2000.

f. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas.

Gaya Geser Ultimate Akibat Gaya Rem :

$$\begin{aligned} TB &= 5\% \times V_D \\ &= 5\% \times 181,74 = 9,087 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$y_o = 1,8 + \frac{1,1}{2} = 2,35 \text{ m}$$

Momen Ultimate Akibat Gaya Rem :

$$\begin{aligned} M_{TB} &= 9,087 \times 2,35 \\ &= 21,354 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Beban Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhatikan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (W_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan :

Koefisien tekanan tanah aktif,	$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$
Berat tanah,	$W_s = 16 \text{ kN/ m}^3$
Sudut Geser dalam,	$\phi = 30^\circ$
Kohesi,	$C = 0 \text{ kPa}$
Tinggi Total Abutment,	$H = 9 \text{ m}$
Lebar Abutment,	$B_y = 11 \text{ m}$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m yang merupakan ekuivalen dengan beban kendaraan :

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times W_s \\ &= 0,6 \times 16 \\ &= 9,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 0,333 \end{aligned}$$

Gaya Akibat Tekanan Tanah

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

$$\begin{aligned} T_{TA1} &= q \times H \times K_a \times B_y \\ &= 9,6 \times 9 \times 0,333 \times 11 \\ &= 316,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

- untuk tanah timbunan

$$\begin{aligned} T_{TA2} &= 1/2 \times H^2 \times W_s \times K_a \times B_y \\ &= 1/2 \times 9^2 \times 16 \times 0,333 \times 11 \\ &= 2376 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tekanan Tanah Total

$$\begin{aligned} T_{TA1} + T_{TA2} &= 316,8 + 2376 \\ &= 2692,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap titik O

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

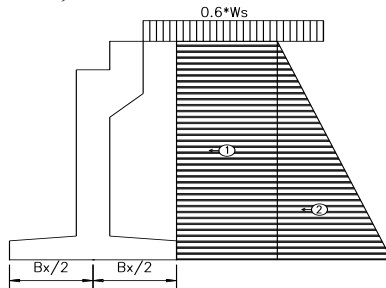
$$\begin{aligned} M_{TA1} &= T_{TA1} \times h/2 \\ &= 316,8 \times 9/2 \\ &= 1425,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- untuk tanah timbunan

$$\begin{aligned} M_{TA2} &= T_{TA1} \times h/3 \\ &= 2376 \times 9/3 \\ &= 7128 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Tekanan Tanah Total

$$\begin{aligned} M_{TA} &= M_{TA1} + M_{TA2} \\ &= 1425,6 + 7128 \\ &= 8553,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 5.4 Distribusi Gaya Tekanan Tanah Aktif pada Abutmen

h. Beban Gempa

Untuk perhitungan pembebanan gempa digunakan RSNI 2833-2013, “Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa”. Perhitungan beban gempa vertikal pada girder dihitung dengan menggunakan nilai 50% dari koefisien gempa horizontal statik ekuivalen.

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

Dimana :

E_q = Gaya horizontal statis

C_{sm} = Koef. Respon gempa elastik pada mpde getar ke-m

R = Faktor modifikasi respon = 1,5

W_t = Berat total nominal bangunan (beban mati+beban mati tambahan)

Analisa Beban Gempa Pada Zona 4

Percepatan Respon Spektrum

1. Koefisien Percepatan Respon Spektrum (berdasarkan gambar 4, gambar 5 dan gambar 6 peta wilayah gempa RSNI 2833-2013)

$$\text{Penentuan PGA} = 0,52$$

$$\text{Penentuan } S_s = 1,398 \text{ g}$$

$$\text{Penentuan } S_1 = 0,6 \text{ g}$$

Penentuan nilai F_a didapat dari tabel 3 pada RSNI 2833-2013

Tabel 5.1 Faktor Amplifikasi Periode 0,2 detik (F_a)

Kelas situs	PGA \leq 0,1 $S_2 \leq 0,25$	PGA = 0,2 $S_2 = 0,5$	PGA = 0,3 $S_2 = 0,75$	PGA = 0,4 $S_2 = 1,0$	PGA $>$ 0,5 $S_2 \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari tabel di atas didapat nilai F_a sebesar 1,0 untuk tanah keras

Penentuan nilai F_v didapat dari tabel 4 pada RSNI 2833-2013

Tabel 5.2 Faktor Amplifikasi Periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari tabel di atas didapat nilai F_v sebesar 1,3

2. Penentuan Respon Spektra Gempa

$$\begin{aligned} \text{SDS} &= F_a \times S_s & \text{As} &= \text{FPGA} \times \text{PGA} \\ &= 1 \times 1,398 & &= 1 \times 0,515 \\ &= 1,398 & &= 0,515 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SD}_1 &= F_v \times S_1 \\ &= 1 \times 0,6 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

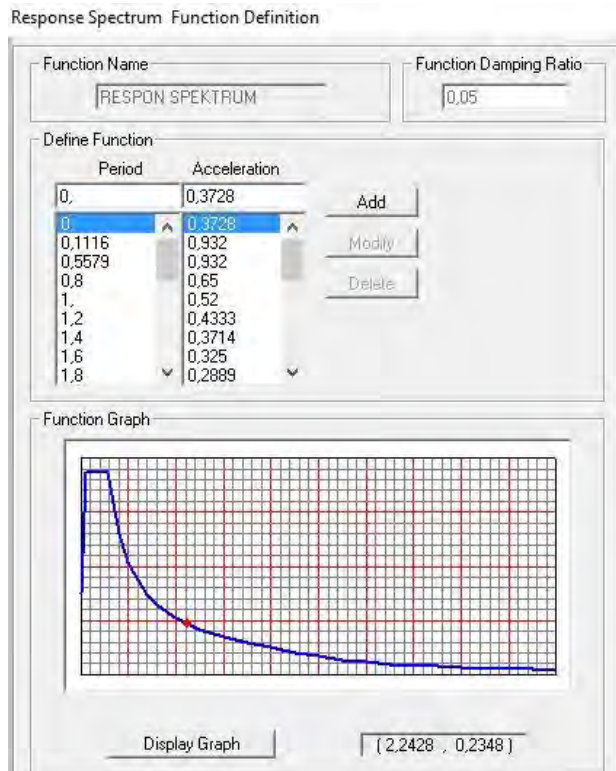
3. Penentuan Respon Gempa Elastik

$$\text{Perhitungan } T_s \qquad \text{Perhitungan } T_o$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= SD_1/SDS & T_o &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,4/1,398 & &= 0,2 \times 0,429 \\
 &= 0,429 & &= 0,086
 \end{aligned}$$

Perhitungan Koef. Respon Gempa Elastik (Csm)

$$\begin{aligned}
 Csm &= SD_1/T \\
 &= 0,4/0,20343 \\
 &= 1,674995
 \end{aligned}$$



Gambar 5.5 Grafik Respon Spektrum

i. Pengaruh Temperatur

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor Beban Ultimate, } K_{ET}^U &= 1,2 \\
 \text{Temperatur Minimum} &= 15^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

Temperatur Maximum	= 40 °C
ΔT	= 25 °C
Koef. muai beton (α)	= 10 x 10 ⁻⁶ per °C

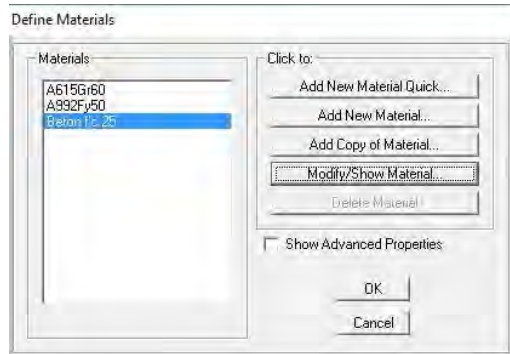
Pada penginputan beban di SAP2000, digunakan $\Delta T = 25^\circ$, berdasarkan RSNI T-02-2005 pembebanan jembatan, jarak temperatur maksimum dengan temperatur minimum di Indonesia bernilai 25° C.

5.2 Pemodelan Struktur Jembatan Integral

Membuat pemodelan struktur jembatan integral menggunakan program bantu SAP 2000, dengan analisis mekanika statis tak tentu. Model struktur jembatan integral untuk bentang tunggal dimodelkan sebagai portal yang dianggap satu portal ini mewakili satu segmen dari keseluruhan struktur. Setiap segmen mewakili 1,75 meter lebar abutmen yang menumpu satu balok girder. Kekakuan tanah pada kepala jembatan dimodelkan sebagai pegas (*spring*). Perletakkan pada dasar kepala jembatan dimodelkan sebagai sendi. Pelat lantai dan kepala jembatan dimodelkan dengan menggunakan elemen cangkang (*shell element*). Pada balok jembatan dimodelkan sebagai elemen batang (*frame element*).

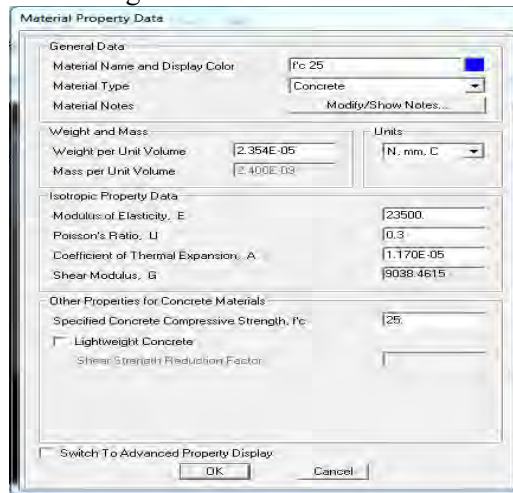
5.2.1 Menentukan Material

Menentukan material apa saja yang digunakan sebagai model antara lain material beton (*concrete*), baja (*steel*), dan lainnya. Sesuai dengan desain yang ada penentuan material dilakukan pada *item* Define Materials. Di dalam *item* itu bisa menentukan jenis material apa saja. Pada model ini hanya menggunakan material concrete saja. Dimana material concrete untuk struktur bangunan atas (superstructure) dan struktur bangunan bawah (substructure), material steel untuk balok gelagar dan perletakan, sedangkan material rebar untuk penulangan. Seperti pada gambar 5.6 sebagai berikut.



Gambar 5.6 Tampilan Define Materials pada SAP2000

Pada *item* ini juga bisa memodifikasi daripada material tersebut. Seperti mutu yang digunakan, berat volume material, modulus elastisitas, poissin ratio, dan sebagainya. Dimana disesuaikan dengan desain yang ada. Seperti pada gambar 5.5 sebagai berikut.

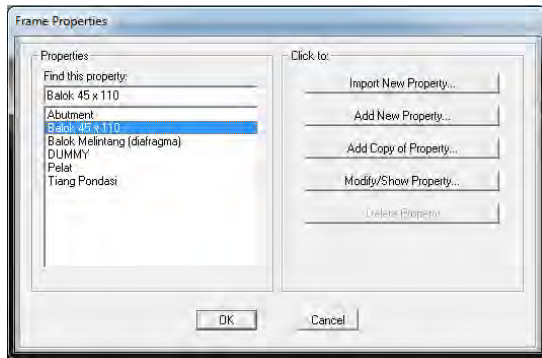


Gambar 5.7 Tampilan Material Property Data pada SAP2000

5.2.2 Memodelkan Struktur

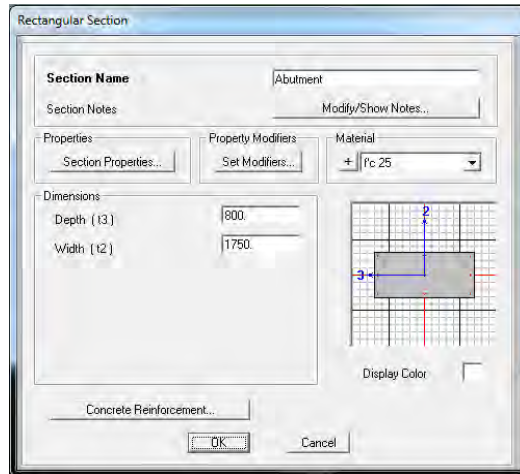
Menentukan struktur apa saja yang digunakan pada model. Pada model ini membutuhkan model struktur portal, dengan balok girder memanjang dan melintang (*frame section*), pelat lantai kendaraan (*shell area*), abutmen (*shell area*). Dimana struktur tersebut didefine sesuai dengan bahan materialnya.

Penentuan struktur tersebut ada pada *item* Frame Section pada menu Define, Section Properties. Seperti pada gambar 5.8 sebagai berikut.



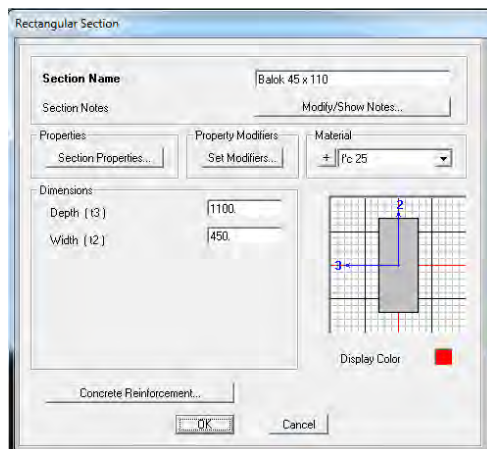
Gambar 5.8 Tampilan Frame Properties pada SAP2000

Pada *item* ini bisa menentukan dimensi dstruktur, bahan material, serta penulangannya. Contoh pada struktur abutmen, abutmen mempunyai dimensi 0,8x11 meter dengan tinggi 6 meter. Yang pada studi ini dimodelkan per segmen dimana per segmennya berdimensi 0,8x1,75 meter. Seperti pada gambar 5.7 sebagai berikut.



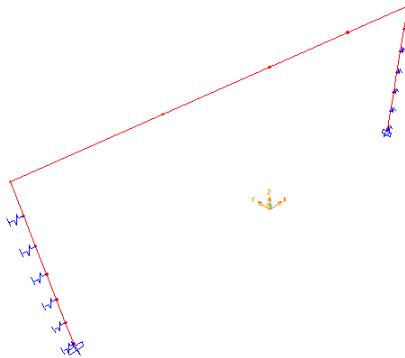
Gambar 5.9 Tampilan Rectangular Section pada SAP2000

Balok jembatan yang digunakan adalah balok girder beton berdimensi 45x110 sentimeter. Seperti pada gambar 5.9 sebagai berikut.



Gambar 5.10 Tampilan *Rectangular Section* pada SAP2000

Sehingga bisa didapatkan model 2D seperti pada gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.11 Tampilan Model Struktur pada SAP2000

5.2.6 Menentukan Nilai Kekakuan Tiap Spring

Bangunan bawah terdiri dari abutmen dan pilar. Pada abutmen dimodelkan memiliki spring yang berjarak per satu meter di sepanjang tinggi abutmen, seperti pada gambar 5.10. Nilai kekakuan tiap spring didapatkan dari persamaan berikut;

1) Design-1

Spring aktif (Tension Only):

$$\eta_h = 1200 \text{ kN/m}^3 \text{ (Tabel 2.1, Active and Dense Sand)}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{1}{6} \eta_h (\Delta h)^2 \\ &= \frac{1}{6} \times 1200 \times (1)^2 \\ &= 200 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_2 &= \eta_h (\Delta h)^2 \\ &= 1200 \times (1)^2 \\ &= 1200 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_3 &= 2\eta_h (\Delta h)^2 \\
 &= 2 \times 1200 \times (1)^2 \\
 &= 2400 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_4 &= 3\eta_h (\Delta h)^2 \\
 &= 3 \times 1200 \times (1)^2 \\
 &= 3600 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_5 &= 4\eta_h (\Delta h)^2 \\
 &= 4 \times 1200 \times (1)^2 \\
 &= 4800 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_6 &= 5\eta_h (\Delta h)^2 \\
 &= 5 \times 1200 \times (1)^2 \\
 &= 6000 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_7 &= \frac{1}{6} (3n - 4)\eta_h (\Delta h)^2 \\
 &= \frac{1}{6} (3 \times 7 - 4) \times 1200 \times (1)^2 \\
 &= 3400 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dimana nilai kekakuan yang diinputkan ke dalam SAP adalah nilai kekakuan rata-rata dari dua titik spring yang berdekatan.

Spring aktif (Tension Only):

$$\begin{aligned}
 \Delta k_1 &= \frac{k_1 + k_2}{2} \\
 &= \frac{200 + 1200}{2} \\
 &= 700 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

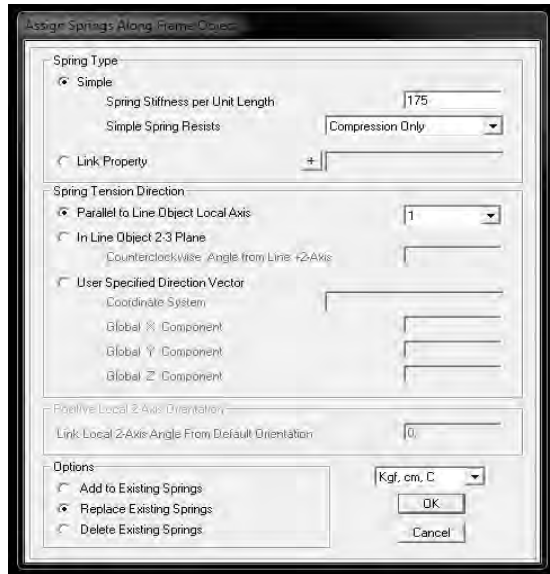
$$\begin{aligned}\Delta k_2 &= \frac{k_2 + k_3}{2} \\ &= \frac{1200 + 2400}{2} \\ &= 1800 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta k_3 &= \frac{k_3 + k_4}{2} \\ &= \frac{2400 + 3600}{2} \\ &= 3000 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta k_4 &= \frac{k_4 + k_5}{2} \\ &= \frac{3600 + 4800}{2} \\ &= 4200 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta k_5 &= \frac{k_5 + k_6}{2} \\ &= \frac{4800 + 6000}{2} \\ &= 5400 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta k_6 &= \frac{k_6 + k_7}{2} \\ &= \frac{6000 + 3400}{2} \\ &= 4700 \text{ kN/m}\end{aligned}$$



Gambar 5.12 Tampilan *spring* pada SAP2000

5.3 Hasil Analisis

Dari program bantu SAP2000 untuk pemodelan struktur jembatan integral didapatkan beberapa hasil analisa sebagai berikut;

Tabel 5.3 Hasil Output SAP

Bentang (m)	Momen (kNm)		Gaya geser (kN)	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
10	669	1131	415	101
12	912	1437	483	102
14	1348	1775	562	103
16	1712	2155	635	104

Dari hasil output SAP di atas dapat direncanakan penulangan pada balok girder dan pada abutmen sesuai dengan desain bentang yang berbeda.

5.3.1 Bentang 16 meter

5.3.1.1 Penulangan Balok Girder 16 meter

1). Tulangan Longitudinal

- Tumpuan

Data-data :

Lebar efektif sayap, bf	= 1750 mm
Lebar badan girder, bw	= 450 mm
Tinggi girder, h	= 1100 mm
Tebal slab, ts	= 200 mm
Jarak antar girder	= 1750 mm
Mutu beton, f'c	= 25 MPa
Mutu baja, fy	= 400 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan lentur	= 32 mm
Diameter tulangan geser	= 13 mm
Tinggi efektif, d'	= 1100 – 40 – 32 - 13/2
	= 1031 mm

Ditinjau per segmen (B=1,75 m)

Diketahui Mu = 1712 kNm

	β_1	=	0,85
ρ balance			
$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.8 \cdot f_c' / f_y \cdot 600 / (600 + f_y)$	ρ_b	=	0,027
Faktor tahanan momen max	Rmax		
$R_{max} = 0.7 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0.7 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0.8 \cdot f_c')]$		=	6,574
Faktor reduksi kekuatan lentur	Φ	=	0.8
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6
	d	=	1031 mm
Momen nominal rencana	Mn	=	Mu / Φ
		=	2140 kNm
Faktor tahanan momen	Rn	=	Mn / (b * d ²)

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= 0.8 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.8 * f_c')}] = 4,47 \\ &= 0,0127 \text{ (dipakai)} \\ \rho \text{ max} &= 0,7 \rho_b \\ &= 0,0203 \\ \rho \text{ min} &= 1,4 / f_y \\ &= 0,00359 \\ \text{As perlu} &= \rho * b * d \\ &= 0,00359 * 1750 * 1031 \\ &= 5893,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As}' &= \pi / 4 * D^2 \\ &= 804,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan, n} &= \text{As perlu} / \text{As}' \\ &= 7,33 \approx 8 \text{ buah, dipakai } \mathbf{8D32} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{As}' * n \\ &= 6433,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan tiap baris} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan, s} = 46 \text{ mm} > 40 \text{ mm (RSNI T-12-2004, 5.1.1.7)}$$

Tulangan Tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 50\% \text{ As} \\ &= 3216,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai **4D32**

Kontrol penampang balok T

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b_f}$$

Jika $a < hf$ maka balok T palsu

Jika $a > hf$ maka balok T asli

$$a = 69,21 \text{ mm} < hf = 200 \text{ mm (Balok T palsu)}$$

$$a_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$$a_b = 525,81 \text{ mm}$$

$a < a_b$, sehingga merupakan balok T palsu dengan
keruntuhan tarik (under reinforced)

Momen Nominal

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

$$\begin{aligned} M_n &= 2564320235 \text{ Nmm} \\ &= 2564,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 1712 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 2051,46 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi M_n \text{OKE}$$

- Lapangan

Data-data :

Lebar efektif sayap, bf	= 1750 mm
Lebar badan girder, bw	= 450 mm
Tinggi girder, h	= 1100 mm
Tebal slab, ts	= 200 mm
Jarak antar girder	= 1750 mm
Mutu beton, f'c	= 25 MPa
Mutu baja, fy	= 400 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan lentur	= 32 mm
Diameter tulangan geser	= 13 mm
Tinggi efektif, d'	= 1100 - 40 - 32 - 13/2
	= 1031 mm

Ditinjau per segmen (B=1,75 m)

Diketahui $M_u = 2155 \text{ kNm}$

$$\beta_1 = 0,85$$

ρ balance

$$\rho_b = \beta_1 * 0.8 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y)$$

$$\rho_b = 0,027$$

Faktor tahanan momen max

R_{max}

$$R_{max} = 0.7 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.7 * \rho_b * f_y / (0.8 * f_c')]$$

$$= 6,574$$

Faktor reduksi kekuatan lentur	Φ	=	0.8
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6
	d	=	1031 mm
Momen nominal rencana	Mn	=	Mu / Φ
		=	2693,75 kNm
Faktor tahanan momen	Rn	=	Mn/(b*d ²)
		=	5,63

$$\rho \text{ perlu} = 0.8 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.8 * f_c')}]$$

$$= 0,0167 \text{ (dipakai)}$$

$$\rho \text{ max} = 0,7 \rho_b$$

$$= 0,0203$$

$$\rho \text{ min} = 1,4 / f_y$$

$$= 0,00359 \text{ (dipakai)}$$

$$\text{As perlu} = \rho * b * d$$

$$= 0,00359 * 1750 * 1031$$

$$= 7750,47 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{As}' = \pi / 4 * D^2$$

$$= 804,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan, n} = \text{As perlu} / \text{As}'$$

$$= 9,63 \approx 10 \text{ buah, dipakai } \mathbf{10D32}$$

$$\text{As pakai} = \text{As}' * n$$

$$= 8042,48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan tiap baris} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan, s} = 46 \text{ mm} > 40 \text{ mm (RSNI T-12-2004, 5.1.1.7)}$$

Tulangan Tekan diambil 50% dari tulangan tarik

$$\text{As}' = 50\% \text{ As}$$

$$= 4021,24 \text{ mm}^2$$

Sehingga dipakai **5D32**

Kontrol penampang balok T

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b_f}$$

Jika $a < hf$ maka balok T palsu

Jika $a > hf$ maka balok T asli

$a = 86,51 \text{ mm} < hf = 200 \text{ mm}$ (Balok T palsu)

$$a_b = \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d$$

$a_b = 525,81 \text{ mm}$

$a < a_b$ sehingga merupakan balok T palsu dengan keruntuhan tarik (under reinforced)

Momen Nominal

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

$M_n = 3177570969 \text{ Nmm}$

$= 3177,57 \text{ kNm}$

$M_u = 2155 \text{ kNm}$

$\phi M_n = 2542,06 \text{ kNm}$

$M_u < \phi M_n \dots \text{OKE}$

2). Tulangan Geser

- Tumpuan

Diketahui;

Gaya geser ult rencana	$V_u =$	635	kN
Mutu beton K-300	$f_c =$	25	mPa
Mutu baja U-39	$f_y =$	400	mPa
Ditinjau lebar BW	$b_w =$	450	mm
Faktor reduksi kekuatan geser	$\Phi =$	0.7	
jarak tul thd sisi terluar beton	$d' =$	40	mm

Didapatkan;

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1100 - 40 \\ &= 1060 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (f_c^{0,5}) / 6 * b_w * d \\ &= (25^{0,5}) / 6 * 450 * 1060 \\ &= 397,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$0, \Phi V_c = 0,7 * 397,5$$

$$\begin{aligned} &= 139,125 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0,7 \cdot 397,5 \\ &= 278,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat:

Tidak membutuhkan tulangan geser jika;

$$V_u \leq 0, \Phi V_c$$

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Mebutuhkan tulangan geser minimum jika;

$$0, \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

Mebutuhkan tulangan geser jika

$$V_u > \Phi V_c$$

635 kN > 278,25 kN sehingga membutuhkan tulangan geser

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ perlu} &= V_u / \phi - V_c \\ &= 635 / 0,7 - 397,5 \\ &= 509,64 \text{ kN (dipakai)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 2/3 \cdot (f'_c)^{0,5} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1590 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \cdot b_w \cdot d / 1000 \\ &= 159 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = A_s \cdot f_y \cdot d / s$$

$$s = A_s \cdot f_y \cdot d / V_s$$

karena dipakai tulangan 2D13 maka

$$A_s = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = 220,85 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s \text{ max} &= d/2 \text{ atau } 600 \\ &= 530 \text{ mm atau} \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan geser **2D13 - 200**

- Lapangan

Diketahui;

Gaya geser ult rencana	V_u	=	104	kN
Mutu beton K-300	f'_c	=	25	mPa
Mutu baja U-39	f_y	=	400	mPa

Ditinjau lebar BW	bw	=	450 mm
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.7
jarak tul thd sisi terluar beton	d'	=	40 mm
Didapatkan;			
d	= h - d'		
	= 1100 - 40		
	= 1060 mm		
Vc	= (f'c ^{0,5})/6 * bw * d		
	= (25 ^{0,5})/6 * 450 * 1060		
	= 397,5 kN		
0, Φ Vc	= 0,7 * 397,5		
	= 139,125 N		
Φ Vc	= 0,7 * 397,5		
	= 278,25 kN		

Syarat:

Tidak membutuhkan tulangan geser jika;

$$V_u \leq 0, \Phi V_c$$

$$V_u \leq \Phi V_c$$

104 kN < 278,25 kN sehingga tidak membutuhkan tulangan geser

Sehingga untuk kemudahan pekerjaan di lapangan digunakan tulangan geser **2D13 – 350**.

5.3.1.2 Defleksi Balok

Nilai defleksi atau lendutan dilihat pada tengah bentang jembatan. Dari beberapa kondisi didapatkan nilai defleksi maksimum akibat beban hidup yang bekerja.

Diketahui defleksi maksimum pada SAP

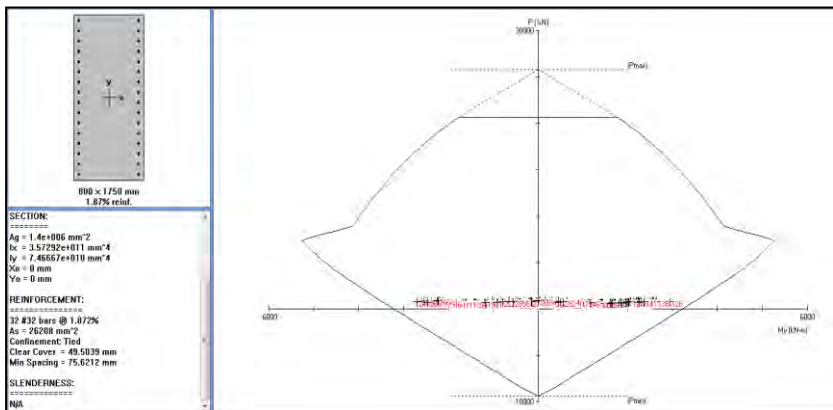
$$\begin{aligned} \delta &= 0,006361 \text{ m} \\ &= 6,361 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta \text{ ijin} &= L/800 \\ &= 16000/800 \\ &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $\delta TD = 6,361 \text{ mm} < \delta \text{ ijin} = 20 \text{ mm}$ sehingga struktur dianggap sangat aman.

5.3.1.3 Penulangan Abutmen

Dari hasil analisa pada Sap didapatkan beban berfaktor yang kemudian diinputkan ke program SP Column untuk merencanakan penulangan pada abutmen. Dimana abutmen dimodelkan per segmen yang mewakili lebar abutmen = 1,75 m. berikut adalah grafik interaksi P-M



Gambar 5.13 Grafik interaksi P-M

Dari gambar 5.13 dapat diketahui;

$$A_s = 26208 \text{ mm}^2$$

$$D = 32$$

$$n = 32 \text{ buah}$$

$$s = 1/\pi D^2/0,5A_s$$

$$= 107 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

- Tulangan Geser Breast Wall

Perhitungan tulangan geser untuk Breast Wall didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Diketahui;

Gaya aksial ult rencana	P_u	=	898,6	kN
Momen ult rencana	M_u	=	2928	kNm
Mutu beton K-300	f_c	=	25	mPa
Mutu baja U-39	f_y	=	400	mPa
Ditinjau lebar BW per 1,75 m	b	=	1750	mm
	P_u	=	898643	N
	M_u	=	2927870636	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6	
Tinggi BW	L	=	6000	mm
Tebal BW	h	=	800	mm
Luas tul longitudinal BW	A_s	=	26208	Mm ²
jarak tul thd sisi terluar beton	d'	=	40	mm

Didapatkan;

$$\begin{aligned}
 V_u &= M_u / L \\
 &= 2,9 \text{ E}+09 / 6000 \\
 &= 487978,4 \text{ N} \\
 d &= h - d' \\
 &= 800 - 40 \\
 &= 760 \text{ mm} \\
 V_{cmax} &= 0,2 * f_c' * b * d \\
 &= 0,2 * 25 * 1750 * 760 \\
 &= 6650000 \text{ N} \\
 \Phi V_{cmax} &= 0,6 * 6650000 \\
 &= 3990000 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \\
 \beta_1 &= 1,4 - d / 2000 \\
 &= 1,4 - 760/2000 \\
 &= 1,02 \\
 \beta_2 &= 1 + P_u / (14 * f_c' * b * h) \\
 &= 1 + 898643/(14*25*1750*800) \\
 &= 1,001 \\
 \beta_3 &= 1 \\
 V_{uc} &= \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{[A_s * f_c / (b * d)]}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,02 * 1,001 * 1 * 1750 * 760 * \sqrt{(26208 * 25 / 1750 * 760)} \\
 &= 953118,7 \text{ N} \\
 V_c &= V_{uc} + 0,6 * b * d \\
 &= 953118,7 + 0,6 * 1750 * 760 \\
 &= 1751118,7 \text{ N} \\
 \Phi * V_c &= 0,6 * 1751118,7 \\
 &= 1050671,22 \text{ N} > V_u \\
 &\text{“hanya perlu tulangan geser minimum”}
 \end{aligned}$$

Geser sepenuhnya dipikul tulangan,

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u / \Phi \\
 &= 487978,4 / 0,6 \\
 &= 813297,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter

$$D = 13 \text{ mm}$$

Jarak tulangan arah-y,

$$\begin{aligned}
 s_y &= 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm (OK)} \\
 &< d/2 = 380 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser

$$\begin{aligned}
 A_{sv} &= 1/3 * b * S_y / f_y \\
 &= 1/3 * 1750 * 250 / 400 \\
 &= 364,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser yang dipakai

$$\begin{aligned}
 A_{sv}' &= \pi D^2 / (4 * b / S_y) \\
 &= 929,1 \text{ mm}^2 > A_{sv} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser arah-x

$$\begin{aligned}
 S_x &= A_{sv}' * f_y * d / V_s \\
 &= 347 \text{ mm} \text{ dipakai } s_x = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$S_x = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

$$S_y = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

5.3.2 Bentang 14 meter

5.3.2.1 Penulangan Balok Girder 14 meter

Data-data :

Lebar efektif sayap, b_f	= 1750 mm
Lebar badan girder, b_w	= 450 mm
Tinggi girder, h	= 1050 mm
Tebal slab, t_s	= 200 mm
Jarak antar girder	= 1750 mm
Mutu beton, f'_c	= 25 MPa
Mutu baja, f_y	= 400 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan lentur	= 32 mm
Diameter tulangan geser	= 13 mm
Tinggi efektif, d'	= $1050 - 40 - 32 - 13/2$ = 981 mm

Untuk analisa balok girder untuk jembatan bentang 14 m didapatkan dengan alur perhitungan yang sama dengan analisa balok girder untuk jembatan bentang 16 m. untuk hasil analisa bisa dilihat pada tabel 5.4 berikut ini;

Tabel 5.4 Hasil penulangan balok girder bentang 14 m

Bentang (m)	Jembatan Integral					
	Tulangan Utama				Tulangan Geser	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
14	6D32	3D32	5D32	9D32	2D13 - 200	2D13 - 300

5.3.2.2 Defleksi Balok

Diketahui defleksi maksimum pada SAP

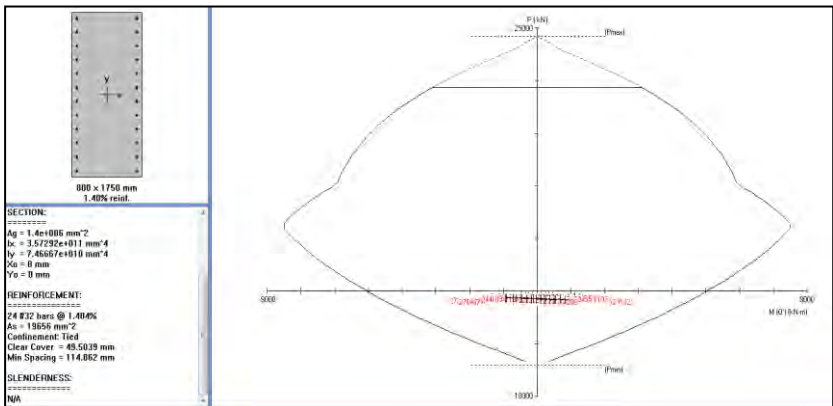
$$\begin{aligned}\delta &= 0,004585 \text{ m} \\ &= 4,585 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta \text{ ijin} &= L/800 \\ &= 14000/800 \\ &= 17,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $\delta TD = , 8 \text{ m}$ $m < \delta \text{ ijin} = 17, \text{ m}$ sehingga struktur dianggap sangat aman.

5.3.2.3 Penulangan Abutmen

Dari hasil analisa pada Sap didapatkan beban berfaktor yang kemudian diinputkan ke program SP Column untuk merencanakan penulangan pada abutmen. Dimana abutmen dimodelkan per segmen yang mewakili lebar abutmen = 1,75 m. berikut adalah grafik interaksi P-M



Gambar 5.14 Grafik interaksi P-M

Dari gambar 5.14 dapat diketahui;

$$A_s = 19656 \text{ mm}^2$$

$$D = 32$$

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$s = 1/\pi D^2/0,5A_s$$

$$= 107 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

- Tulangan Geser Breast Wall

Perhitungan tulangan geser untuk Breast Wall didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Diketahui;

Gaya aksial ult rencana	P_u	=	824	kN
Momen ult rencana	M_u	=	2639	kNm
Mutu beton K-300	f_c	=	25	mPa
Mutu baja U-39	f_y	=	400	mPa
Ditinjau lebar BW per 1,75 m	b	=	1750	mm
	P_u	=	824113	N
	M_u	=	2639686780	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6	
Tinggi BW	L	=	6000	mm
Tebal BW	h	=	800	mm
Luas tul longitudinal BW	A_s	=	19656	Mm^2
jarak tul thd sisi terluar beton	d'	=	40	mm

Didapatkan;

$$\begin{aligned} V_u &= M_u/L \\ &= 2,9 \text{ E}+09 / 6000 \\ &= 439947,8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 800 - 40 \\ &= 760 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cmax} &= 0.2 * f_c' * b * d \\ &= 0,2 * 25 * 1750 * 760 \\ &= 6650000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_{cmax} &= 0,6 * 6650000 \\ &= 3990000 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1.4 - d / 2000 \\ &= 1,4 - 760/2000 \\ &= 1,02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_2 &= 1 + P_u / (14 * f_c' * b * h) \\ &= 1 + 8824113 / (14 * 25 * 1750 * 800) \\ &= 1,001 \end{aligned}$$

$$\beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{[A_s * f_c / (b * d)]}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,02 * 1,001 * 1 * 1750 * 760 * \sqrt{(26208 * 25 / 1750 * 760)} \\
 &= 953118,7 \text{ N} \\
 V_c &= V_{uc} + 0,6 * b * d \\
 &= 953118,7 + 0,6 * 1750 * 760 \\
 &= 1751118,7 \text{ N} \\
 \Phi * V_c &= 0,6 * 1751118,7 \\
 &= 1050671,22 \text{ N} > V_u \\
 &\text{“hanya perlu tulangan geser minimum”}
 \end{aligned}$$

Geser sepenuhnya dipikul tulangan,

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u / \Phi \\
 &= 439947,8 / 0,6 \\
 &= 733246,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter

$$D = 13 \text{ mm}$$

Jarak tulangan arah-y,

$$\begin{aligned}
 s_y &= 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm (OK)} \\
 &< d/2 = 380 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser

$$\begin{aligned}
 A_{sv} &= 1/3 * b * S_y / f_y \\
 &= 1/3 * 1750 * 250 / 400 \\
 &= 364,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser yang dipakai

$$\begin{aligned}
 A_{sv}' &= \pi D^2 / (4 * b / S_y) \\
 &= 929,1 \text{ mm}^2 > A_{sv} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser arah-x

$$\begin{aligned}
 S_x &= A_{sv}' * f_y * d / V_s \\
 &= 347 \text{ mm} \text{ dipakai } s_x = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$S_x = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

$$S_y = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

5.3.3 Bentang 12 meter

5.3.3.1 Penulangan Balok Girder 12 meter

Data-data :

Lebar efektif sayap, b_f	= 1750 mm
Lebar badan girder, b_w	= 450 mm
Tinggi girder, h	= 1000 mm
Tebal slab, t_s	= 200 mm
Jarak antar girder	= 1750 mm
Mutu beton, f'_c	= 25 MPa
Mutu baja, f_y	= 400 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan lentur	= 32 mm
Diameter tulangan geser	= 13 mm
Tinggi efektif, d'	= $1000 - 40 - 32 - 13/2$
	= 931 mm

Untuk analisa balok girder untuk jembatan bentang 12 m didapatkan dengan alur perhitungan yang sama dengan analisa balok girder untuk jembatan bentang 16 m. untuk hasil analisa bisa dilihat pada tabel 5.5 berikut ini;

Tabel 5.5 Hasil penulangan balok girder bentang 12 m

Bentang (m)	Jembatan Integral					
	Tulangan Utama				Tulangan Geser	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
12	5D32	3D32	4D32	7D32	2D13 - 250	2D13 - 300

5.3.3.2 Defleksi Balok

Diketahui defleksi maksimum pada SAP

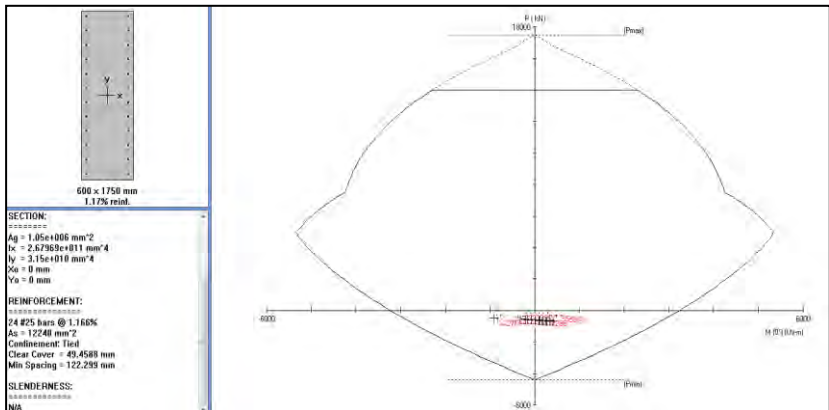
$$\begin{aligned}\delta &= 0,004246 \text{ m} \\ &= 4,246 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta \text{ ijin} &= L/800 \\ &= 12000/800 \\ &= 15 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $\delta TD = ,26 \text{ m} < \delta \text{ ijin} = 1 \text{ m}$ sehingga struktur dianggap sangat aman.

5.3.3.3 Penulangan Abutmen

Dari hasil analisa pada SAP didapatkan beban berfaktor yang kemudian diinputkan ke program SP Column untuk merencanakan penulangan pada abutmen. Dimana abutmen dimodelkan per segmen yang mewakili lebar abutmen = 1,75 m. berikut adalah grafik interaksi P-M



Gambar 5.15 grafik interaksi P-M

Dari gambar 5.15 dapat diketahui;

$$A_s = 12240 \text{ mm}^2$$

$$D = 25$$

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$s = 1 / \pi D^2 / 0,5 A_s$$

$$= 107 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

- Tulangan Geser Breast Wall

Perhitungan tulangan geser untuk Breast Wall didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Diketahui;

Gaya aksial ult rencana	P_u	=	679	kN
Momen ult rencana	M_u	=	856	kNm
Mutu beton K-300	f_c	=	25	mPa
Mutu baja U-39	f_y	=	400	mPa
Ditinjau lebar BW per 1,75 m	b	=	1750	mm
	P_u	=	679576	N
	M_u	=	856731258	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6	
Tinggi BW	L	=	6000	mm
Tebal BW	h	=	600	mm
Luas tul longitudinal BW	A_s	=	12240	Mm ²
jarak tul thd sisi terluar beton	d'	=	40	mm

Didapatkan;

$$\begin{aligned}
 V_u &= M_u / L \\
 &= 0,86 \text{ E}+09 / 6000 \\
 &= 142788,5 \text{ N} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 40 \\
 &= 560 \text{ mm} \\
 V_{cmax} &= 0,2 * f_c' * b * d \\
 &= 0,2 * 25 * 1750 * 560 \\
 &= 4900000 \text{ N} \\
 \Phi V_{cmax} &= 0,6 * 4900000 \\
 &= 2940000 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \\
 \beta_1 &= 1,4 - d / 2000 \\
 &= 1,4 - 560/2000 \\
 &= 1,12 \\
 \beta_2 &= 1 + P_u / (14 * f_c' * b * h) \\
 &= 1 + 679576 / (14 * 25 * 1750 * 600) \\
 &= 1,002 \\
 \beta_3 &= 1 \\
 V_{uc} &= \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{[A_s * f_c / (b * d)]}
 \end{aligned}$$

$$= 1,12 * 1,002 * 1 * 1750 * 560 * \sqrt{(12240 * 25 / 1750 * 560)}$$

$$= 614553,2 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 * b * d$$

$$= 614553,2 + 0,6 * 1750 * 560$$

$$= 1202553,2 \text{ N}$$

$$\Phi * V_c = 0,6 * 1202553,2$$

$$= 721531 \text{ N} > V_u$$

“hanya perlu tulangan geser minimum”

Geser sepenuhnya dipikul tulangan,

$$V_s = V_u / \Phi$$

$$= 142788,54 / 0,6$$

$$= 237980,8 \text{ N}$$

Digunakan tulangan diameter

$$D = 13 \text{ mm}$$

Jarak tulangan arah-y,

$$s_y = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm (OK)}$$

$$< d/2 = 380 \text{ mm (OK)}$$

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = 1/3 * b * S_y / f_y$$

$$= 1/3 * 1750 * 250 / 400$$

$$= 364,6 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan geser yang dipakai

$$A_{sv}' = \pi D^2 / (4 * b / S_y)$$

$$= 929,1 \text{ mm}^2 > A_{sv} \text{ (OK)}$$

Jarak tulangan geser arah-x

$$S_x = A_{sv}' * f_y * d / V_s$$

$$= 347 \text{ mm} \text{ dipakai } s_x = 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$S_x = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

$$S_y = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

5.3.4 Bentang 10 meter

5.3.4.1 Penulangan Balok Girder 10 meter

Data-data :

Lebar efektif sayap, b_f	= 1750 mm
Lebar badan girder, b_w	= 450 mm
Tinggi girder, h	= 950 mm
Tebal slab, t_s	= 200 mm
Jarak antar girder	= 1750 mm
Mutu beton, f'_c	= 25 MPa
Mutu baja, f_y	= 400 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan lentur	= 32 mm
Diameter tulangan geser	= 13 mm
Tinggi efektif, d'	= $1000 - 40 - 32 - 13/2$ = 881 mm

Untuk analisa balok girder untuk jembatan bentang 10 m didapatkan dengan alur perhitungan yang sama dengan analisa balok girder untuk jembatan bentang 16 m. untuk hasil analisa bisa dilihat pada tabel 5.6 berikut ini;

Tabel 5.6 Hasil penulangan balok girder bentang 10 m

Bentang (m)	Jembatan Integral					
	Tulangan Utama				Tulangan Geser	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
10	4D32	2D32	3D32	6D32	2D13 - 300	2D13 - 350

5.3.4.2 Defleksi Balok

Diketahui defleksi maksimum pada SAP

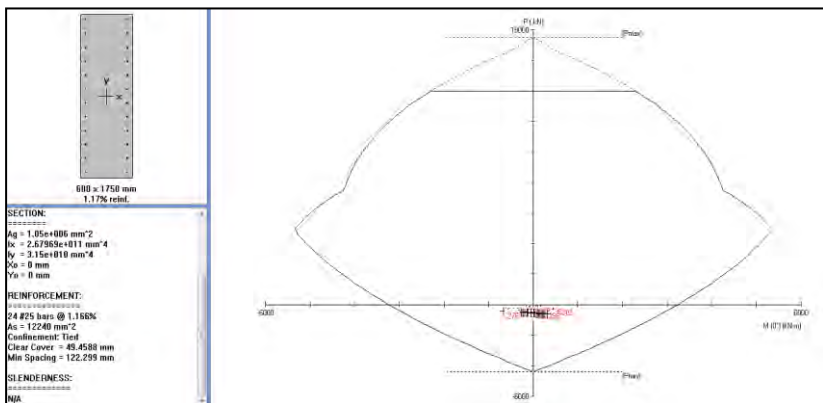
$$\begin{aligned}\delta &= 0,002692 \text{ m} \\ &= 2,692 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta \text{ ijin} &= L/800 \\ &= 10000/800 \\ &= 12,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $\delta TD = 2,692 \text{ mm} < \delta \text{ ijin} = 12, \text{ m m}$ sehingga struktur dianggap sangat aman.

5.3.4.3 Penulangan Abutmen

Dari hasil analisa pada Sap didapatkan beban berfaktor yang kemudian diinputkan ke program SP Column untuk merencanakan penulangan pada abutmen. Dimana abutmen dimodelkan per segmen yang mewakili lebar abutmen = 1,75 m. berikut adalah grafik interaksi P-M



Gambar 5.16 grafik interaksi P-M

Dari gambar 5.16 dapat diketahui;

$$A_s = 12240 \text{ mm}^2$$

$$D = 25$$

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$s = 1 / \pi D^2 / 0,5 A_s$$

$$= 107 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

- Tulangan Geser Breast Wall

Perhitungan tulangan geser untuk Breast Wall didasarkan atas momen dan gaya aksial ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Diketahui;

Gaya aksial ult rencana	P_u	=	612	kN
Momen ult rencana	M_u	=	772	kNm
Mutu beton K-300	f_c	=	25	mPa
Mutu baja U-39	f_y	=	400	mPa
Ditinjau lebar BW per 1,75 m	b	=	1750	mm
	P_u	=	612102	N
	M_u	=	772440555	Nmm
Faktor reduksi kekuatan geser	Φ	=	0.6	
Tinggi BW	L	=	6000	mm
Tebal BW	h	=	600	mm
Luas tul longitudinal BW	A_s	=	12240	Mm ²
jarak tul thd sisi terluar beton	d'	=	40	mm

Didapatkan;

$$\begin{aligned}
 V_u &= M_u/L \\
 &= 0,86 \text{ E}+09 / 6000 \\
 &= 128740 \text{ N} \\
 d &= h - d' \\
 &= 600 - 40 \\
 &= 560 \text{ mm} \\
 V_{cmax} &= 0.2 * f_c' * b * d \\
 &= 0,2 * 25 * 1750 * 560 \\
 &= 4900000 \text{ N} \\
 \Phi V_{cmax} &= 0,6 * 4900000 \\
 &= 2940000 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \\
 \beta_1 &= 1.4 - d / 2000 \\
 &= 1,4 - 560/2000 \\
 &= 1,12 \\
 \beta_2 &= 1 + P_u / (14 * f_c' * b * h) \\
 &= 1 + 612102/(14*25*1750*600) \\
 &= 1,001 \\
 \beta_3 &= 1 \\
 V_{uc} &= \beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * b * d * \sqrt{[A_s * f_c / (b * d)]}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,12 * 1,001 * 1 * 1750 * 560 * \sqrt{(12240 * 25 / 1750 * 560)} \\
 &= 614553,2 \text{ N} \\
 V_c &= V_{uc} + 0,6 * b * d \\
 &= 613323,2 + 0,6 * 1750 * 560 \\
 &= 1201323,2 \text{ N} \\
 \Phi * V_c &= 0,6 * 1201323,2 \\
 &= 720793 \text{ N} > V_u \\
 &\text{“hanya perlu tulangan geser minimum”}
 \end{aligned}$$

Geser sepenuhnya dipikul tulangan,

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u / \Phi \\
 &= 128740 / 0,6 \\
 &= 214566 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter

$$D = 13 \text{ mm}$$

Jarak tulangan arah-y,

$$\begin{aligned}
 s_y &= 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm (OK)} \\
 &< d/2 = 380 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser

$$\begin{aligned}
 A_{sv} &= 1/3 * b * S_y / f_y \\
 &= 1/3 * 1750 * 250 / 400 \\
 &= 364,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan geser yang dipakai

$$\begin{aligned}
 A_{sv}' &= \pi D^2 / (4 * b / S_y) \\
 &= 929,1 \text{ mm}^2 > A_{sv} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser arah-x

$$\begin{aligned}
 S_x &= A_{sv}' * f_y * d / V_s \\
 &= 347 \text{ mm} \text{ dipakai } s_x = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$S_x = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

$$S_y = 250 \text{ mm} < 600 \text{ mm} < d/2 \text{ (OK)}$$

5.4 Hubungan Balok Kolom

Akibat struktur jembatan adalah struktur integral, maka konfigurasi penulangan hubungan balok kolom (HBK) harus diperhitungkan. Hal ini adalah yang membedakan antara jembatan konvensional dengan jembatan integral.

5.4.1 Bentang 16 m, 14m, 12m, dan 10m

Diketahui dari perhitungan desain penulangan sebelumnya, didapatkan;

Tulangan lentur pada ujung tumpuan balok girder adalah 8D32,

$$A_s = 6434 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 397,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 635 / 0,7 \\ &= 907 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 1304,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dalam desain ini akan ditentukan panjang penyaluran yang menghubungkan gelagar dengan kepala jembatan

$$\begin{aligned} A_j &= \text{tebal kepala jembatan} \times \text{lebar penampang} \\ &= 80 \times 450 \\ &= 360000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,7 \times 1 \times A_j \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,7 \times 1 \times 360000 \times \sqrt{2} \\ &= 1350000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 6434 \times 1,25 \times 400 \\ &= 3217000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 - V_n \\ &= 321700 - 1304,6 \\ &= 3215695,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c < V_j \quad \dots \text{OK}$$

panjang penyaluran tulangan tarik dengan kait standar 90° diambil;

$$\lambda_{dh} \geq 8x\phi_{tul\ lentur} \geq 8x32 \geq 256$$

$$\lambda_{dh} \geq 150\text{ mm}$$

$$\lambda_{dh} \geq f_y x \phi_{tul\ lentur} / (5,4\sqrt{f'c}) \geq 400x32 / (5,4\sqrt{25})$$

$$\geq 474\text{ mm}$$

Sehingga diambil panjang penyaluran $\lambda_{dh} = 500\text{ mm}$.

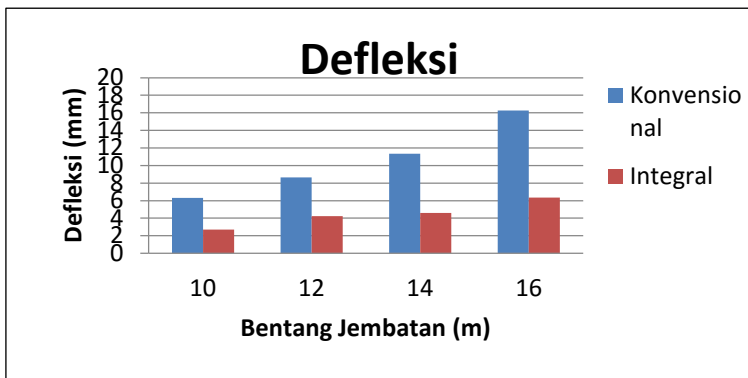
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERBANDINGAN HASIL ANALISA DAN PEMBAHASAN

Dari hasil analisa dinamik dengan program SAP 2000 didapatkan hasil sebagai berikut;

6.1 Defleksi (lendutan) Balok Girder

Dari desain dan analisa perhitungan perencanaan balok girder jembatan konvensional, dan perhitungan program SAP2000 untuk jembatan integral didapatkan beberapa nilai defleksi balok girder sesuai dengan variasi bentang jembatan. Perbandingan antara nilai defleksi maksimum balok girder jembatan konvensional dan jembatan integral dapat dilihat pada gambar 6.1

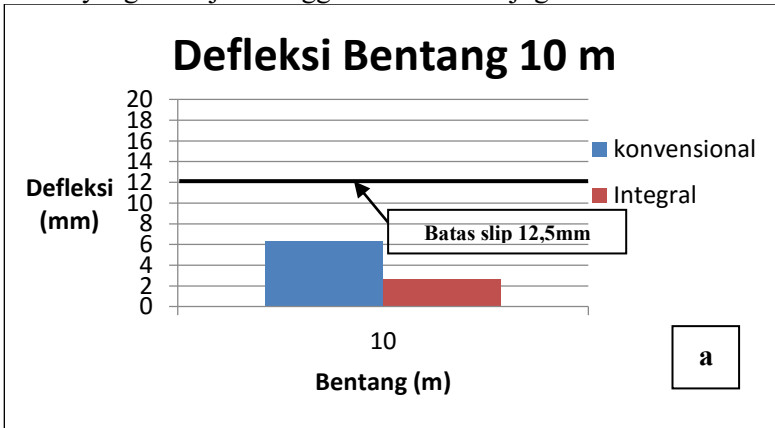


Gambar 6.1 Perbandingan defleksi girder

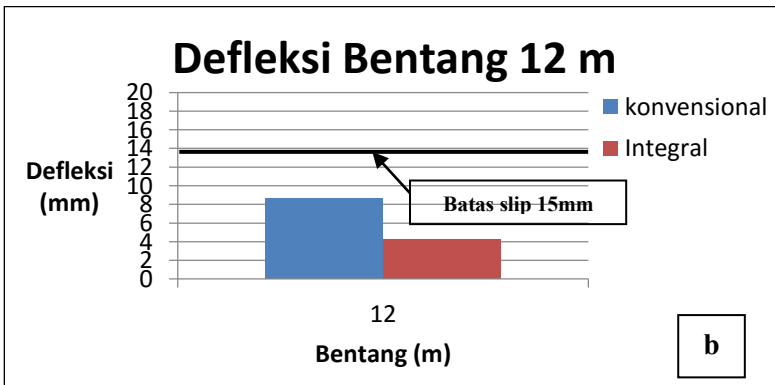
Dari Gambar 6.1 menunjukkan perbandingan defleksi balok girder antara jembatan konvensional dan jembatan integral, dimana bisa dilihat bahwa nilai defleksi balok girder jembatan konvensional selalu lebih besar dari jembatan integral. Hal ini menunjukkan bahwa sistem struktur jembatan integral mengakibatkan gaya yang diterima oleh girder terdistribusi ke abutmennya. Beda halnya dengan system struktur jembatan konvensional dimana balok girder tertumpu statis tertentu

sehingga beban yang bekerja secara keseluruhan diterima oleh balok girder sehingga defleksi yang terjadi lebih besar nilainya.

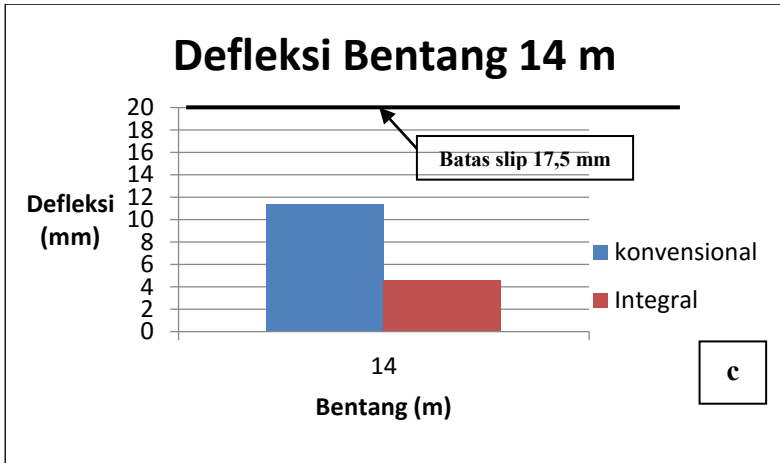
Dapat dilihat juga untuk perbandingan antar variasi bentang jembatan, didapatkan nilai defleksi balok girder yang semakin besar jika bentang jembatan juga semakin besar. Hal ini berlaku di kesua sistem jembatan yang dibandingkan. Ini menunjukkan bahwa semakin besar bentang jembatan berarti semakin besar beban yang bekerja sehingga nilai defleksi juga semakin besar.



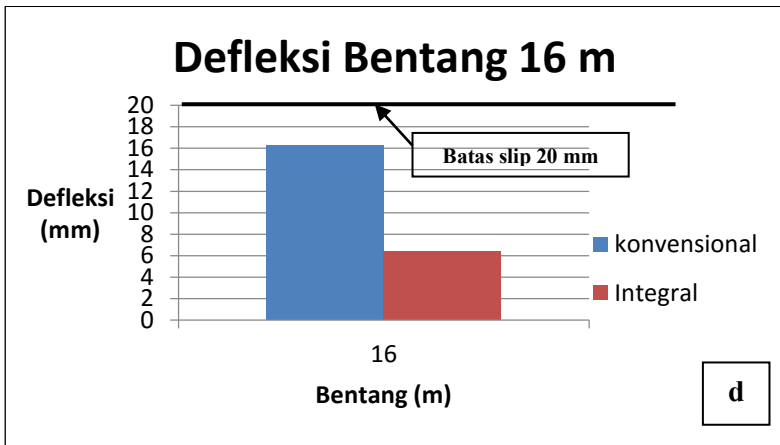
Gambar 6.2 Defleksi bentang 10 m.



Gambar 6.3 Defleksi bentang 12 m.



Gambar 6.4 Defleksi bentang 14 m.



Gambar 6.5 Defleksi bentang 16 m.

Dari gambar 6.2 sampai gambar 6.5 dapat diketahui bahwa nilai defleksi dari semua bentang dan jenis sistem jembatan masih di bawah nilai defleksi ijinnya. Hal ini menunjukkan perencanaan semua desain jembatan bisa dipakai dan sangat aman.

6.2 Konfigurasi Penulangan

Dari analisa perhitungan yang dilakukan didapatkan konfigurasi penulangan elemen struktur jembatan sebagai berikut;

Tabel 6.1 Konfigurasi penulangan Girder Jembatan Konvensional

Bentang	Jembatan Konvensional					
	Tulangan Utama				Tulangan Geser	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
10	4D32	7D32	4D32	7D32	2D13 - 200	2D13 - 200
12	5D32	10D32	5D32	10D32	2D13 - 200	2D13 - 200
14	6D32	12D32	6D32	12D32	2D13 - 150	2D13 - 150
16	6D32	12D32	6D32	12D32	2D13 - 150	2D13 - 150

Tabel 6.2 Konfigurasi penulangan Girder Jembatan Integral

Bentang (m)	Jembatan Integral					
	Tulangan Utama				Tulangan Geser	
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan	Lapangan
	Atas	Bawah	Atas	Bawah		
10	4D32	2D32	3D32	6D32	2D13 - 300	2D13 - 350
12	5D32	3D32	4D32	7D32	2D13 - 250	2D13 - 300
14	6D32	3D32	5D32	9D32	2D13 - 200	2D13 - 300
16	8D32	4D32	5D32	10D32	2D13 - 200	2D13 - 300

Dari tabel 6.1 dan 6.2 dapat dilihat bahwa balok girder jembatan konvensional membutuhkan konfigurasi tulangan yang lebih besar dari jembatan integral. Terutama pada konfigurasi tulangan utama pada lapangan. Terlihat bahwa ada pengurangan jumlah tulangan yang cukup signifikan. Hal ini menunjukkan bahwa perbedaan yang cukup jelas terlihat pada jembatan integral adalah konfigurasi penulangan pada tengah bentang (lapangan).

Dapat dilihat juga bahwa semakin besar bentang jembatan semakin banyak pula konfigurasi penulangan yang dibutuhkan, baik di tumpuan maupun di lapangan. Hal ini menunjukkan semakin besarnya bentang jembatan berpengaruh pada gaya yang akan diterima struktur girder semakin besar pula.

Tabel 6.3 Volume penulangan Girder Jembatan Konvensional

Bentang (m)	Volume (kg)				TOTAL (kg)
	Tulangan Longitudinal		Tulangan Geser		
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
10	694,47	694,47	36,47	72,93	1498,34
12	1136,40	1136,40	45,33	90,65	2408,78
14	1590,96	1590,96	72,93	145,88	3400,74
16	1818,24	1818,24	86,14	172,27	3894,89

Tabel 6.4 Volume penulangan Girder Jembatan Integral

Bentang (m)	Volume (kg)				TOTAL (kg)
	Tulangan Longitudinal		Tulangan Geser		
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
10	378,80	568,20	24,31	252,53	1223,85
12	606,08	833,36	36,26	366,17	1841,87
14	795,48	1237,42	54,70	441,93	2529,53
16	1212,17	1515,20	64,60	521,90	3313,86

Dari tabel 6.3 dan 6.4 dapat dilihat volume penulangan balok girder antara jembatan konvensional dan integral, dimana ditunjukkan bahwa volume penulangan jembatan konvensional lebih besar dari jembatan integral. Hal ini menunjukkan bahwa sistem struktur jembatan integral mendistribusikan gaya dari girder ke abutmen sehingga adanya pengurangan volume penulangan yang cukup signifikan.

Dapat dilihat juga semakin besar bentang jembatan semakin besar pula volume penulangan yang dibutuhkan. Hal ini menunjukkan semakin besarnya gaya yang terjadi sehingga dibutuhkan konfigurasi penulangan yang lebih besar.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

LOG OF BOR HOLE

Proyek	Perenc. Desain Jembatan Prov. Kal-Sel.	GWL Pasang	- 1,35 m. dari Lantai Jembatan	Point. No
Lokasi	Jembatan Sei.Gendawang. Tanjung - Muara Uya.	GWL Surut	- 8,00 m. dari Lantai Jembatan.	BH. 02 X. 0344968 Y. 9793481
Total Depth	8,50 m.	Start		
Operator	Syamsul. A.	Finish		

DATE	DEPTH	N - SPT	SPT. GRAPHIC	KIND OF TEST	NO. SAMPLE	BOR PROFILE	DISCRIPTION
	0.00		10 20 30 40 50 60				
	1.00						
	2.00	2 3 3 15 15 15		☒	No. 1	[Pattern]	Lempung Kelanauan Padat Kuning.
	3.00						
	4.00	4 7 10 15 15 15		☒	No. 2	[Pattern]	Lempung Kepasiran Berbatu Padat Abu-Abu.
	5.00						
	6.00	11 20 24 15 15 15		☒	No. 3	[Pattern]	Batulempung Sangat Padat Abu-Abu.
	7.00						
	8.00	19 27 33 15 15 15		☒	No. 4	[Pattern]	

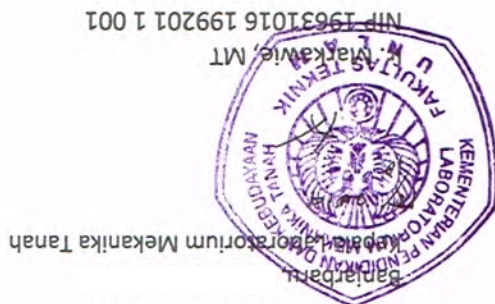
<p>NOTE</p> <p>☒ = SPT ■ = UDS [Pattern] = DS</p>	<p>Counted by</p>	<p>Checked by</p>
--	-------------------	-------------------



Project	: PERENCANAAN DESAIN JEMBATAN
Location	: TANJUNG - MUARA UYA, JT. SEI BONGKANG
Depth	: 1.5 m
Metode	: ASTM
Tested by	: Sutrisno
Calculated by	: Team
Date	:

SUMMARY

Properties	: 1.5 m
Specific Gravity	: 2.45
Water content	: %
Volumetric weight	: gr/cm ³
Grain Distribution	
Gravel (> 2 mm)	: %
Course sand (0.6-2.0 mm)	: 0.11
Medium sand (0.2-0.6 mm)	: 0.47
Fine sand (0.05-0.2 mm)	: 1.05
Silt and Clay (0.002-0.05)	: %
Clay (<0.002mm)	: 65.87
Atterberg Limits	
Liquid limit	: %
Plastic limit	: 32.53
Plasticity Index	: %
Direct shear test	
c	: kg/cm ²
φ	: °
Vane shear test (s _u)	: kPa
Unconfined compression test	
qu	: kg/cm ²
qr	: kg/cm ²
St	: %
Consolidation test	
C _c	: 0.353
C _s	: 0.049
C _v	: cm ² /sec





Project : PERENCANAAN DESAIN JEMBATAN

Metode : ASTM
Tested by : Sutrisno
Calculated by : Team

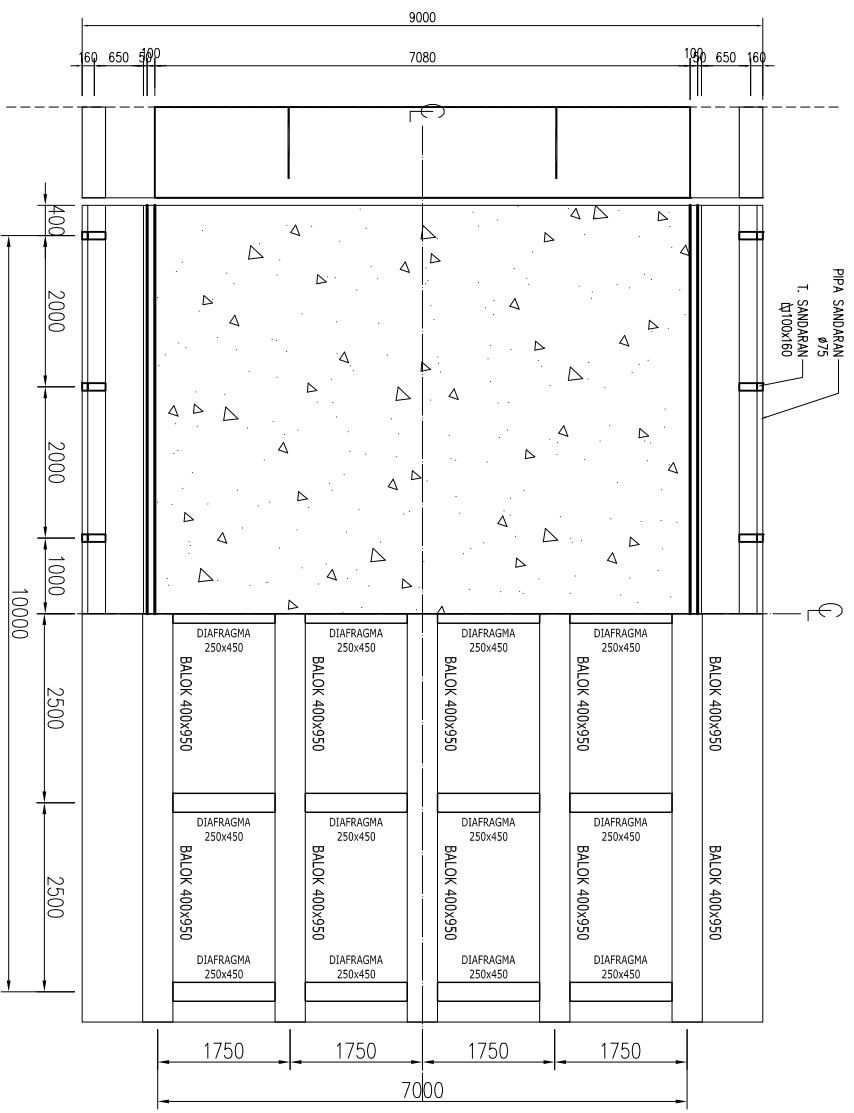
Location : TANJUNG - MUARA UYA, JT. SEI GENDAWANG


Depth : 2 m

SUMMARY

Properties	
: 2 m	
Specific Gravity	2.50
Water content	44.03
Volumetric weight	1.58 gr/cm ³
Grain Distribution	
Gravel (> 2 mm)	0.06 %
Course sand (0.6-2.0 mm)	0.11 %
Medium sand (0.2-0.6 mm)	0.88 %
Fine sand (0.05-0.2 mm)	0.94 %
Silt and Clay (0.002-0.05)	32.38 %
Clay (<0.002mm)	65.63 %
Atterberg Limits	
Liquid limit	65.00 %
Plastic limit	37.42 %
Plasticity Index	27.58 %
Direct shear test	
c	0.153 kg/cm ²
φ	8.70 °
Vane shear test (s _u)	40 kPa
Unconfined compression test	
qu	0.16 kg/cm ²
qr	0.11 kg/cm ²
St	1.49
Consolidation test	
C _c	0.400
C _s	0.055
C _v	0.027 cm ² /sec







 Denah Jembatan Bentang 10m

 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITYA DHANESWARA

NRP

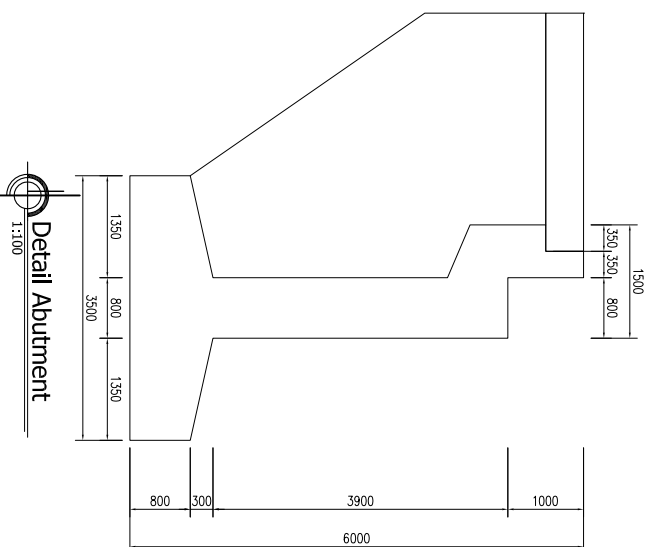
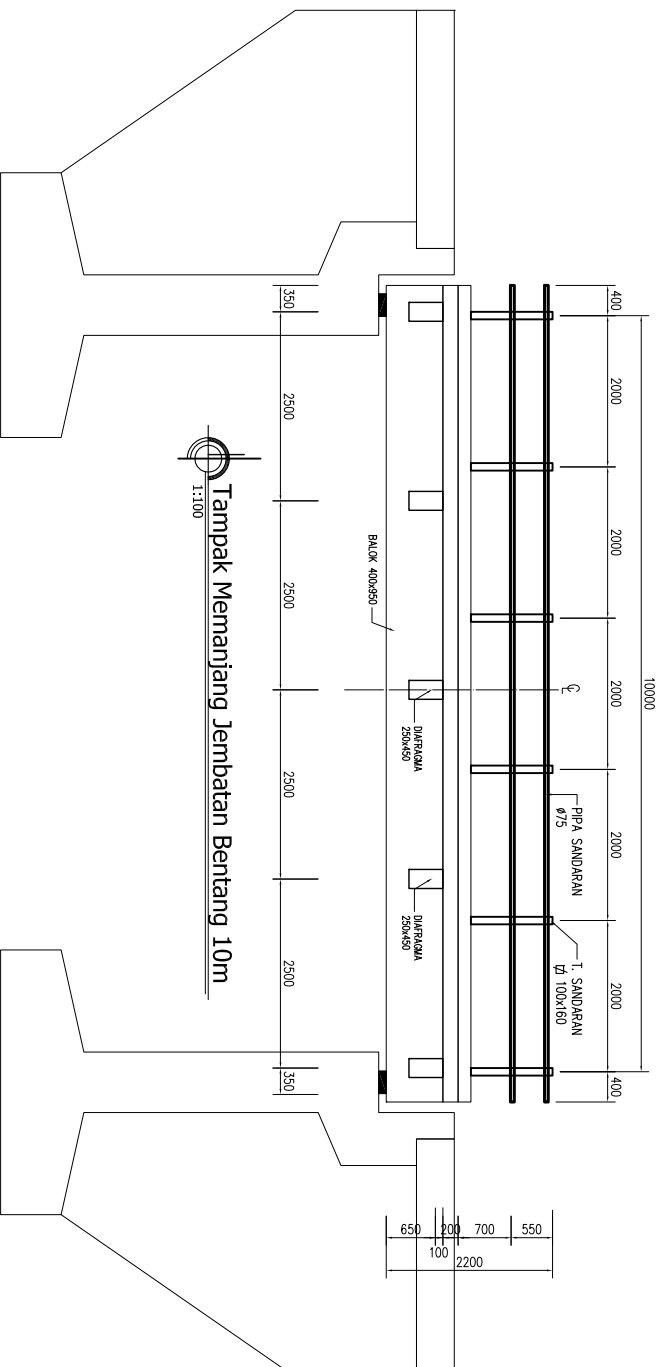
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

DENAH JEMBATAN BENTANG 10m
 KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

01	1:100	STR
----	-------	-----



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITYA DHANESWARA

NRP

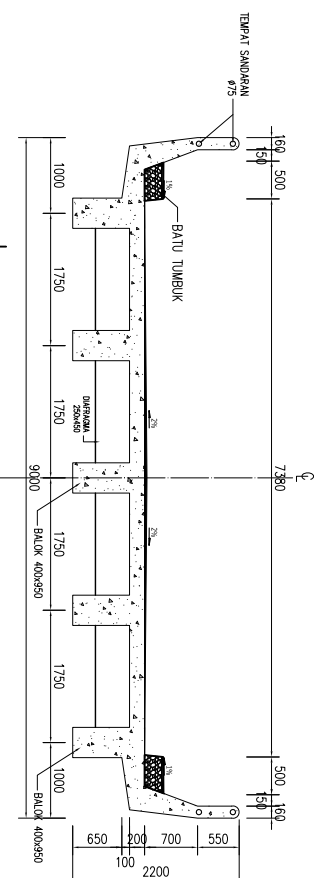
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

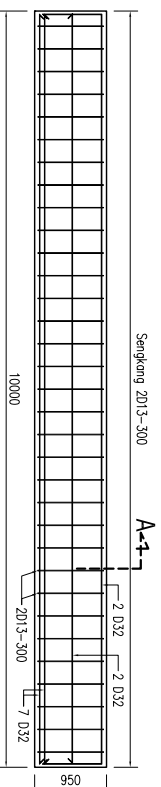
DETAIL JEMBATAN BENTANG 10m
KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

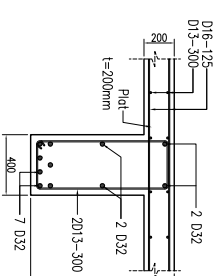
01	1:100	STR
----	-------	-----



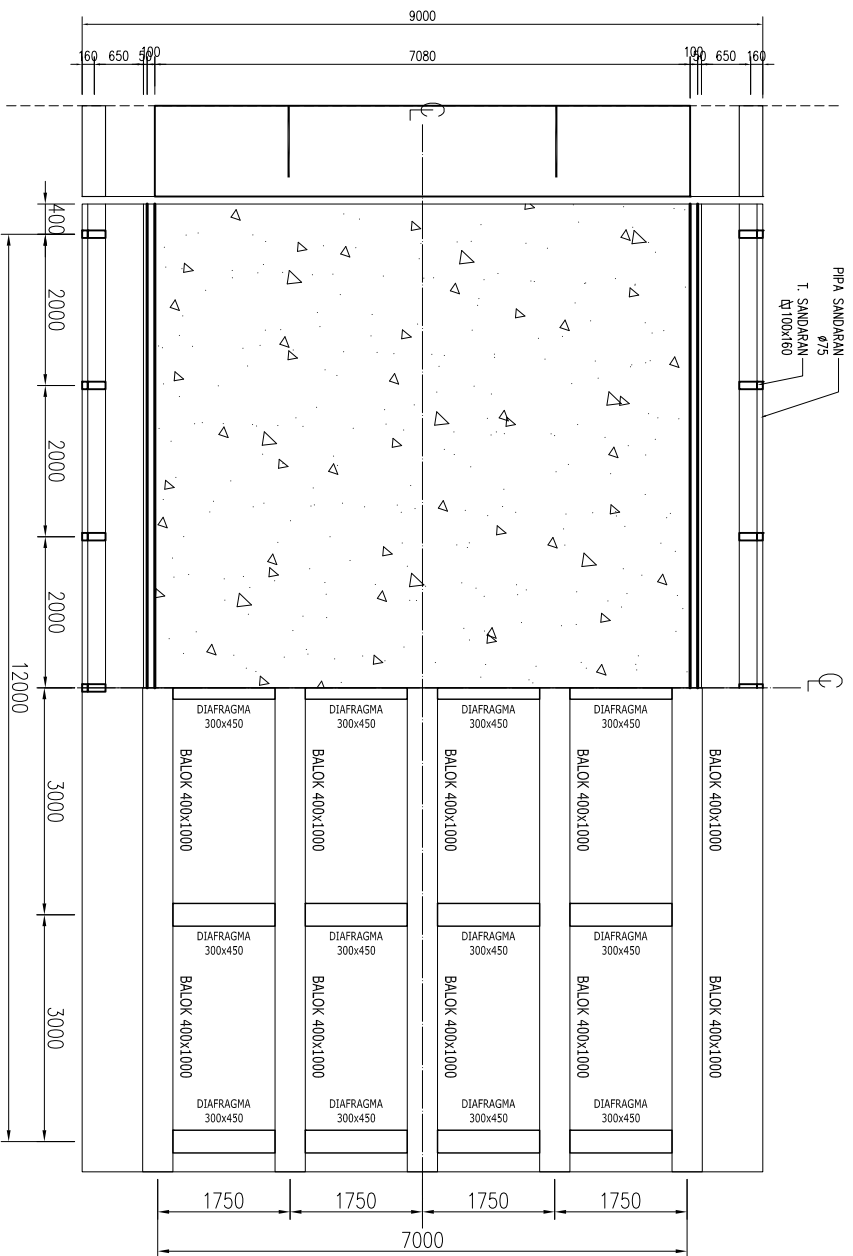
Tampak Melintang Jembatan Bentang 10m
1:100




DETAIL BALOK
Skala: 100



POTONGAN A
Skala: 50




 Denah Jembatan Bentang 12m
 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

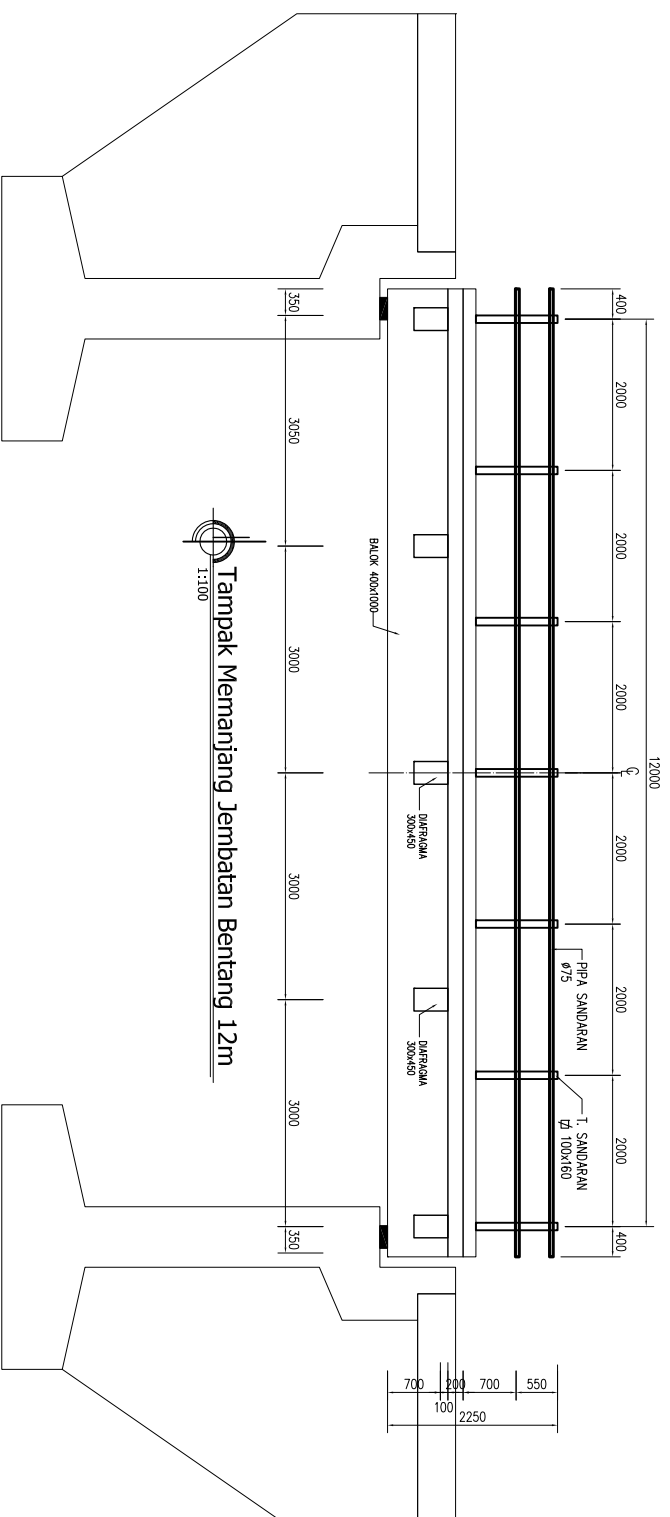
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

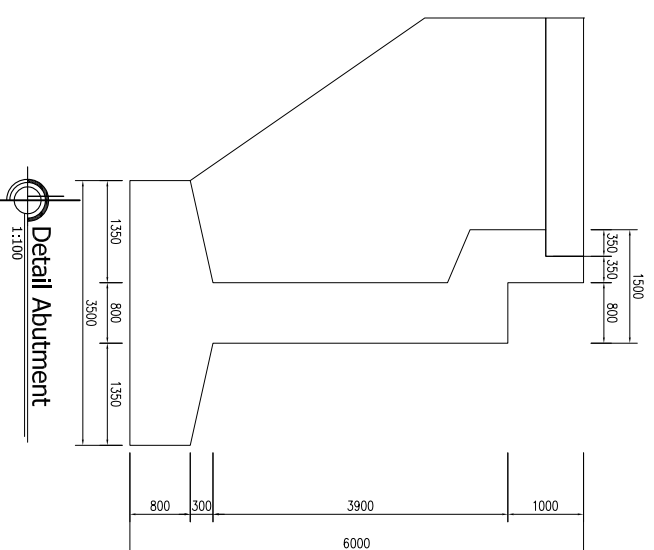
DENAH JEMBATAN BENTANG 12m
 KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

01	1:100	STR
----	-------	-----



Tampak Memanjang Jembatan Bentang 12m
1:100



Detail Abutment
1:100



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

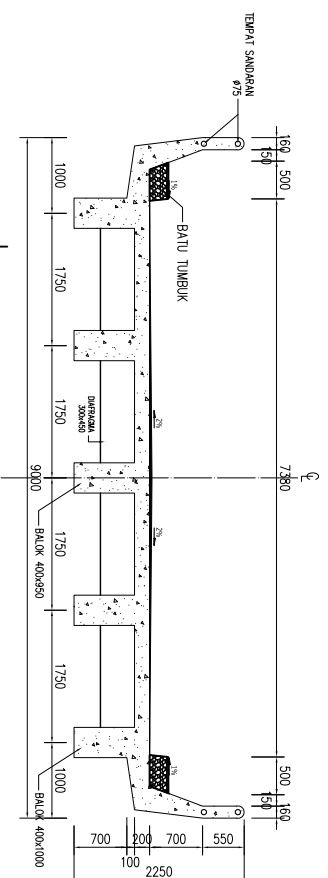
NRP

(3111100120)

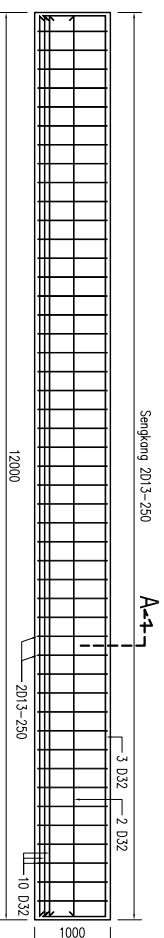
JUDUL GAMBAR

DETAIL JEMBATAN BENTANG 12m
KONVENSIONAL

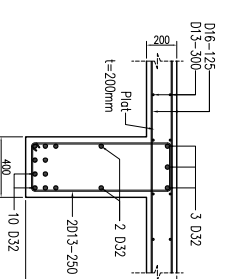
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
01	1:100	STR



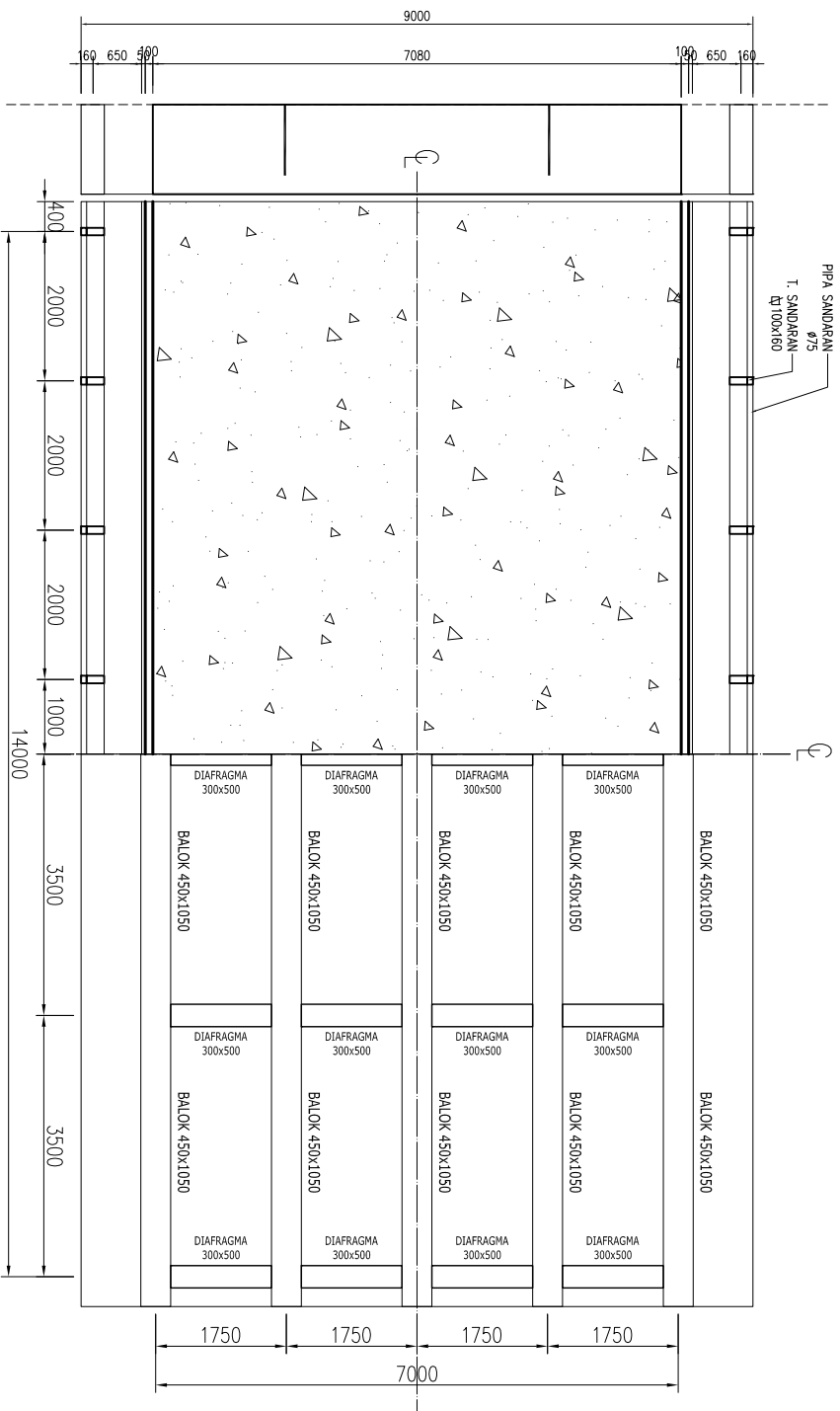
Tampak Melintang Jembatan Bentang 12m
1:100




DETAIL BALOK
Skala: 100



POTONGAN A
Skala: 50





 Denah Jembatan Bentang 14m

 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

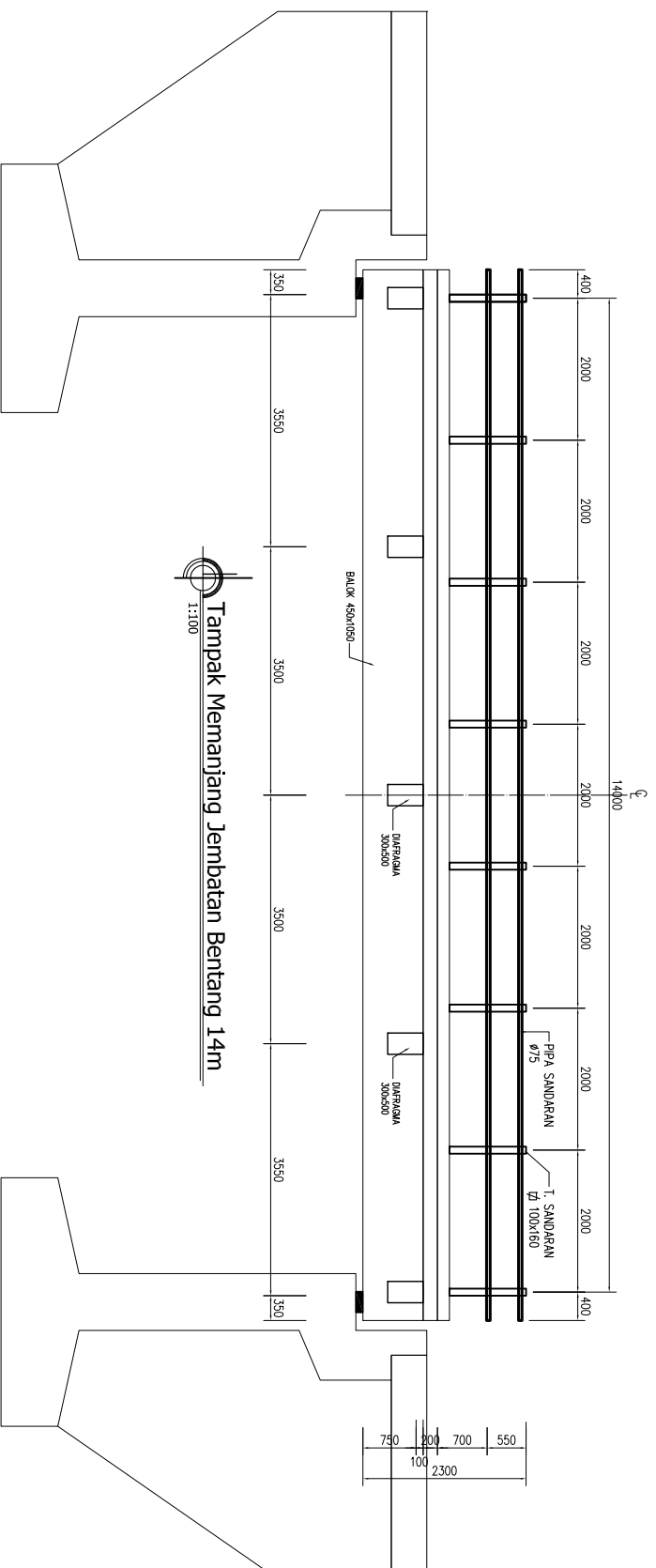
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

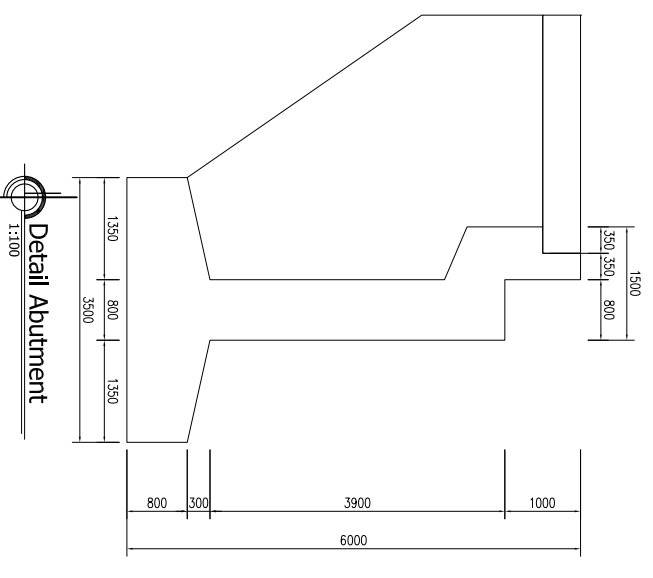
DENAH JEMBATAN BENTANG 14m
 KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

01	1:100	STR
----	-------	-----



Tampak Memanjang Jembatan Bentang 14m
 1:100



Detail Abutment
 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITYA DHANESWARA

NRP

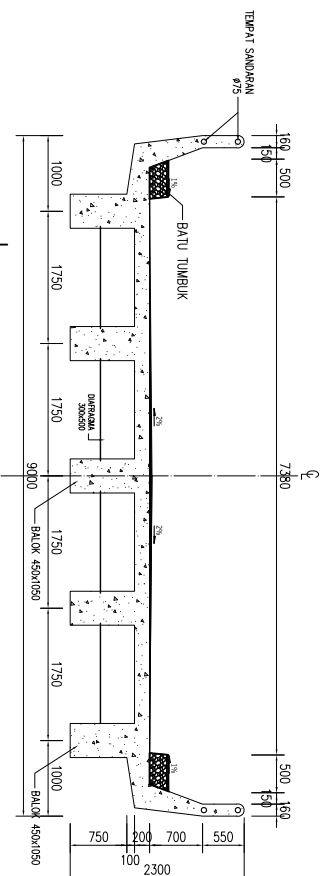
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

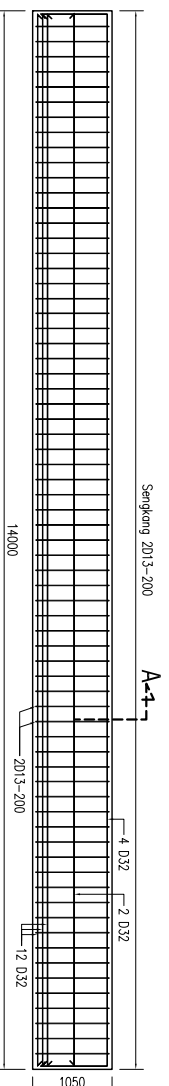
DETAIL JEMBATAN BENTANG 14m
 KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

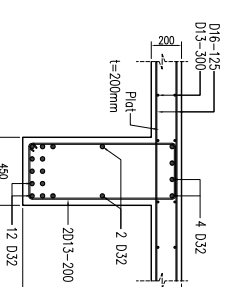
01	1:100	STR
----	-------	-----



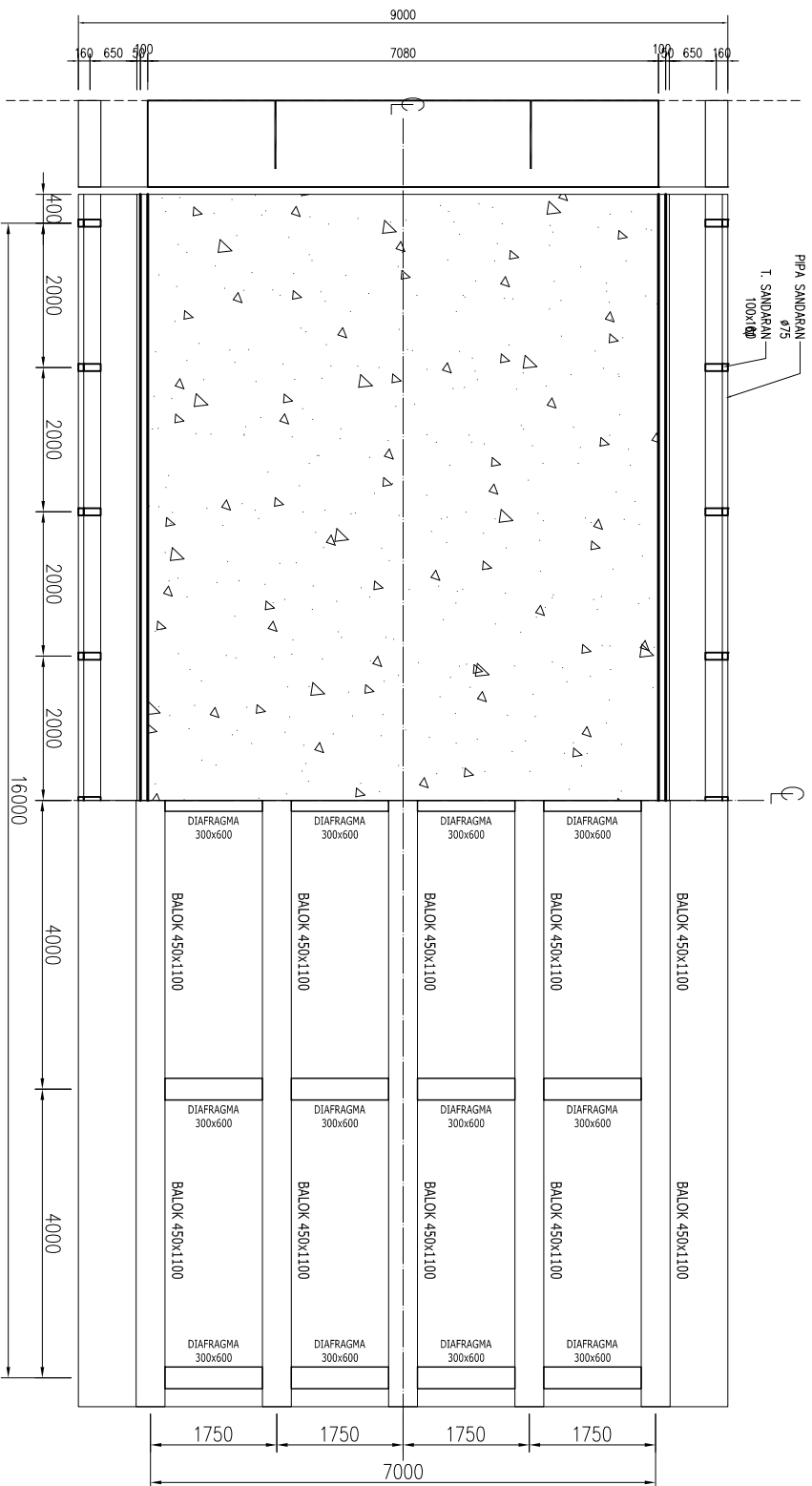
Tampak Melintang Jembatan Bentang 14m
1:100



DETAIL BALOK
Skala: 1:100



POTONGAN A
Skala: 1:50



Denah Jembatan Bentang 16m
 1:100



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS.
 2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

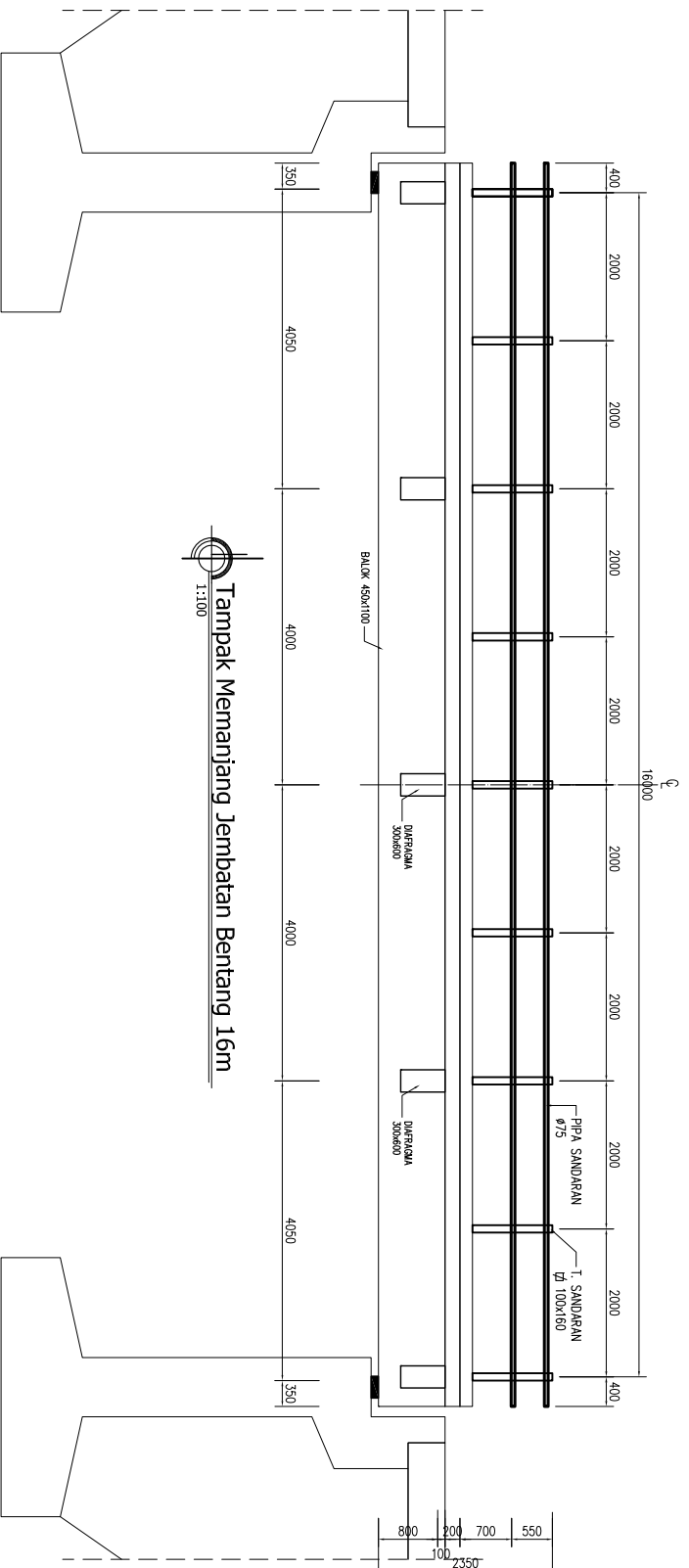
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

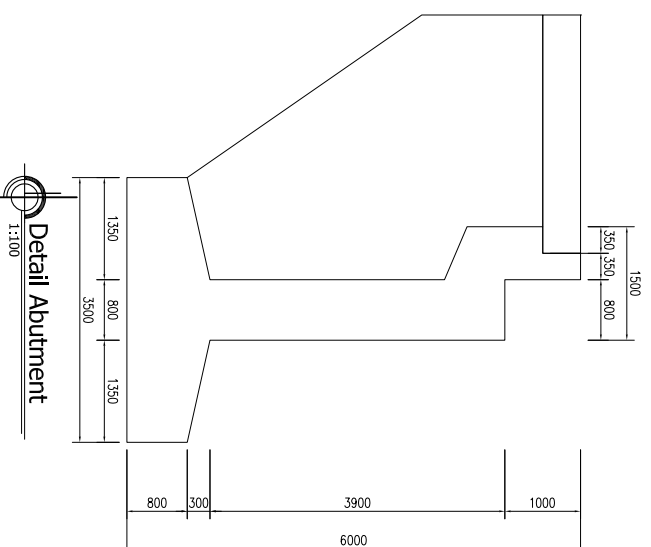
DENAH JEMBATAN BENTANG 16m
 KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

01	1:100	STR
----	-------	-----



1:100
Tampak Memanjang Jembatan Bentang 16m



1:100
Detail Abutment



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

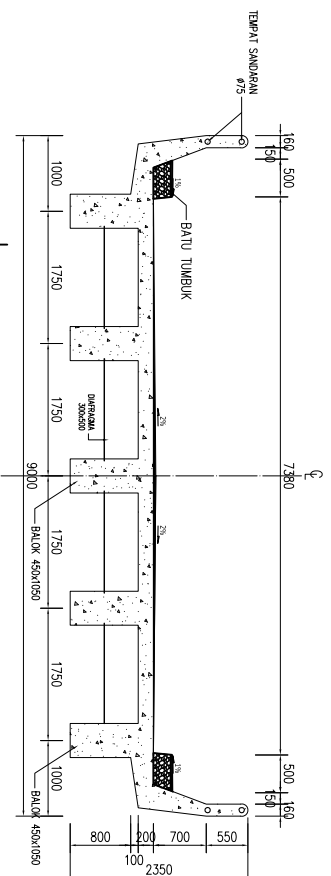
NRP

(3111100120)

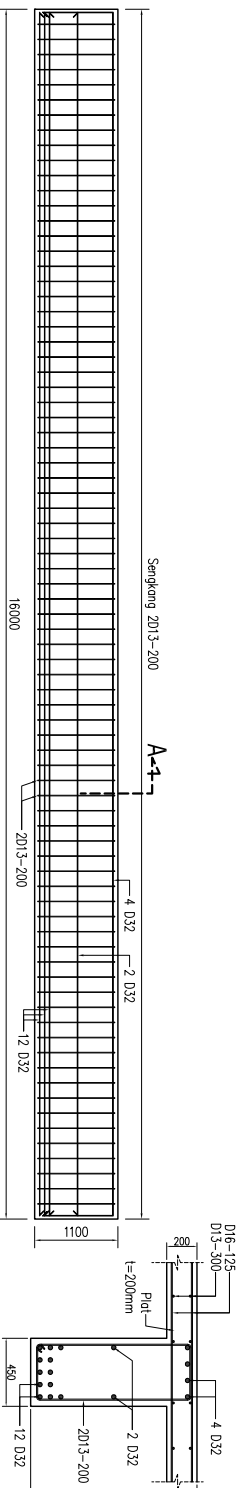
JUDUL GAMBAR

DETAIL JEMBATAN BENTANG 16m
KONVENSIONAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
01	1:100	STR

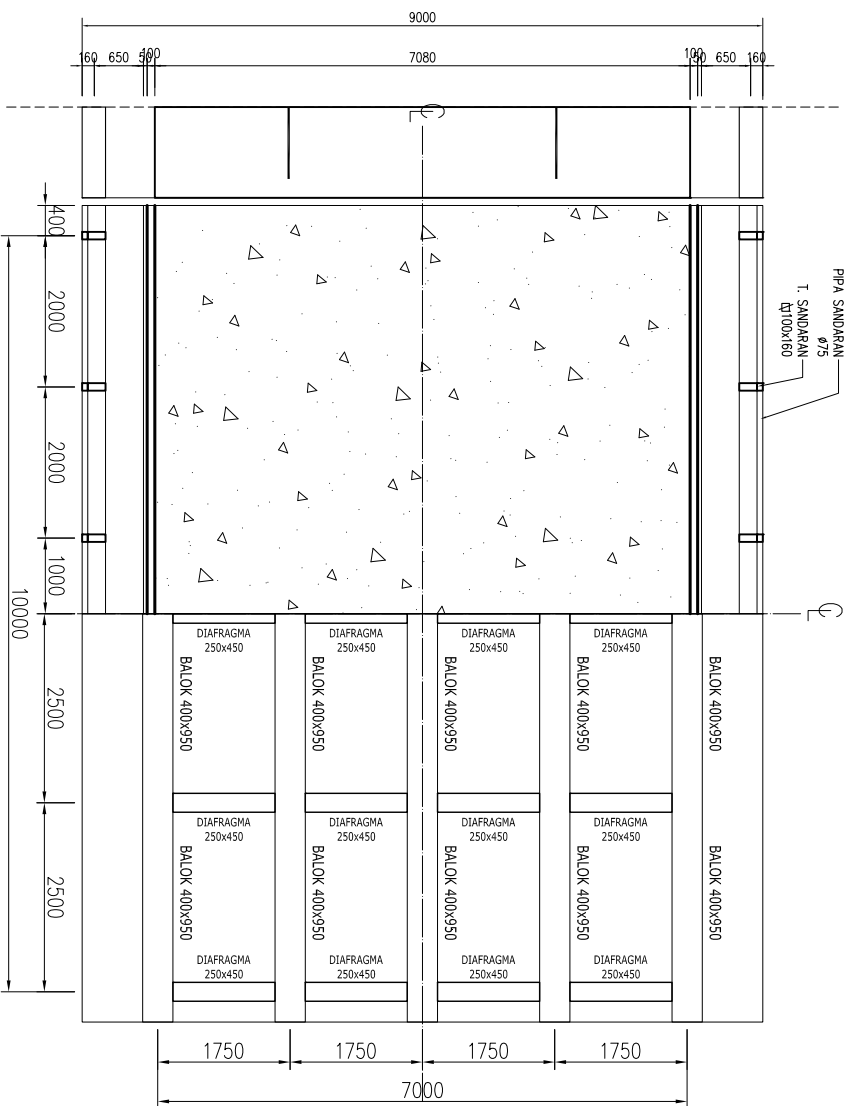



Tampak Melintang Jembatan Bentang 16m
Skala: 1:100



DETAIL BALOK
Skala: 1:100

POTONGAN A
Skala: 1:50





 Denah Jembatan Bentang 10m
 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITYA DHANESWARA

NRP

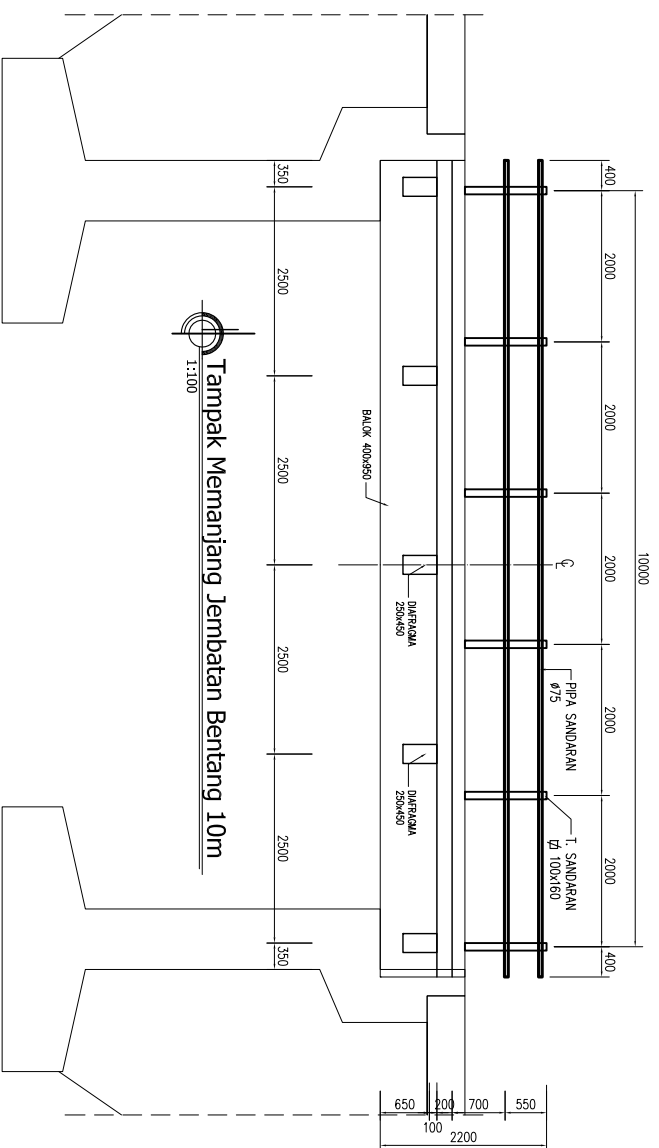
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

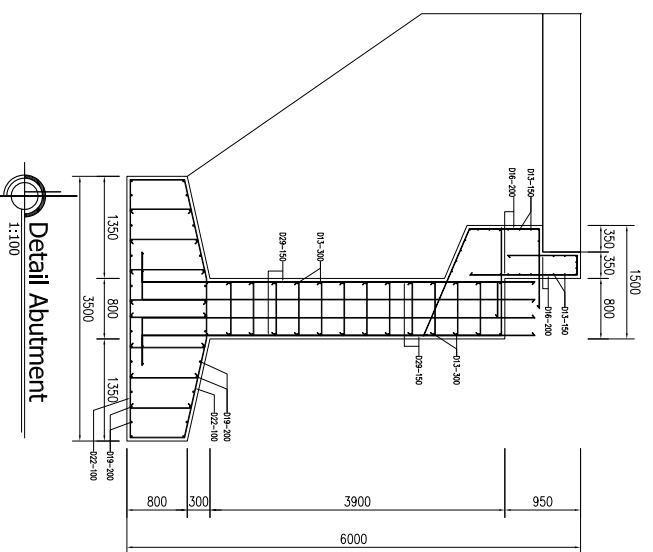
DENAH JEMBATAN BENTANG 10m
 INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

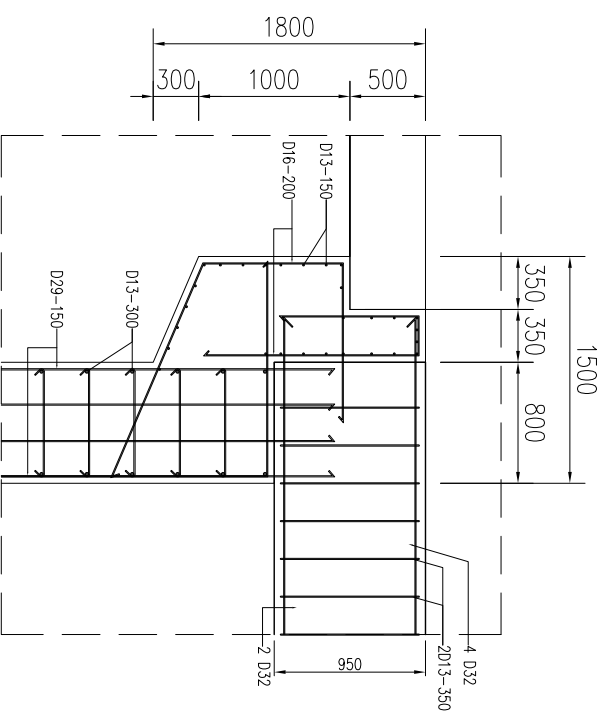
01 1:100 STR



Tampak Memanjang Jembatan Bentang 10m
1:100



Detail Abutment
1:100



Detail Sambungan
1:50



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

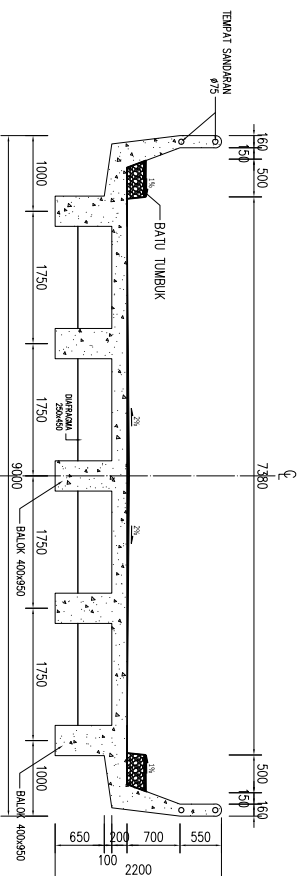
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

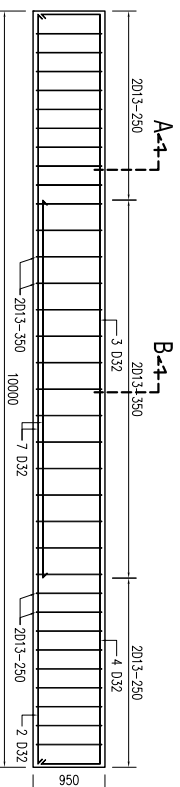
DETAIL JEMBATAN BENTANG 10m
INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

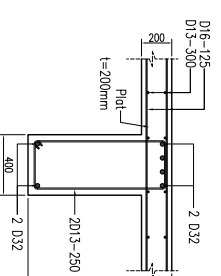
01	1:100	STR
----	-------	-----



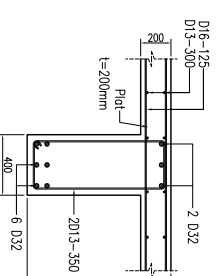
Tampak Melintang Jembatan Bentang 10m
1:100



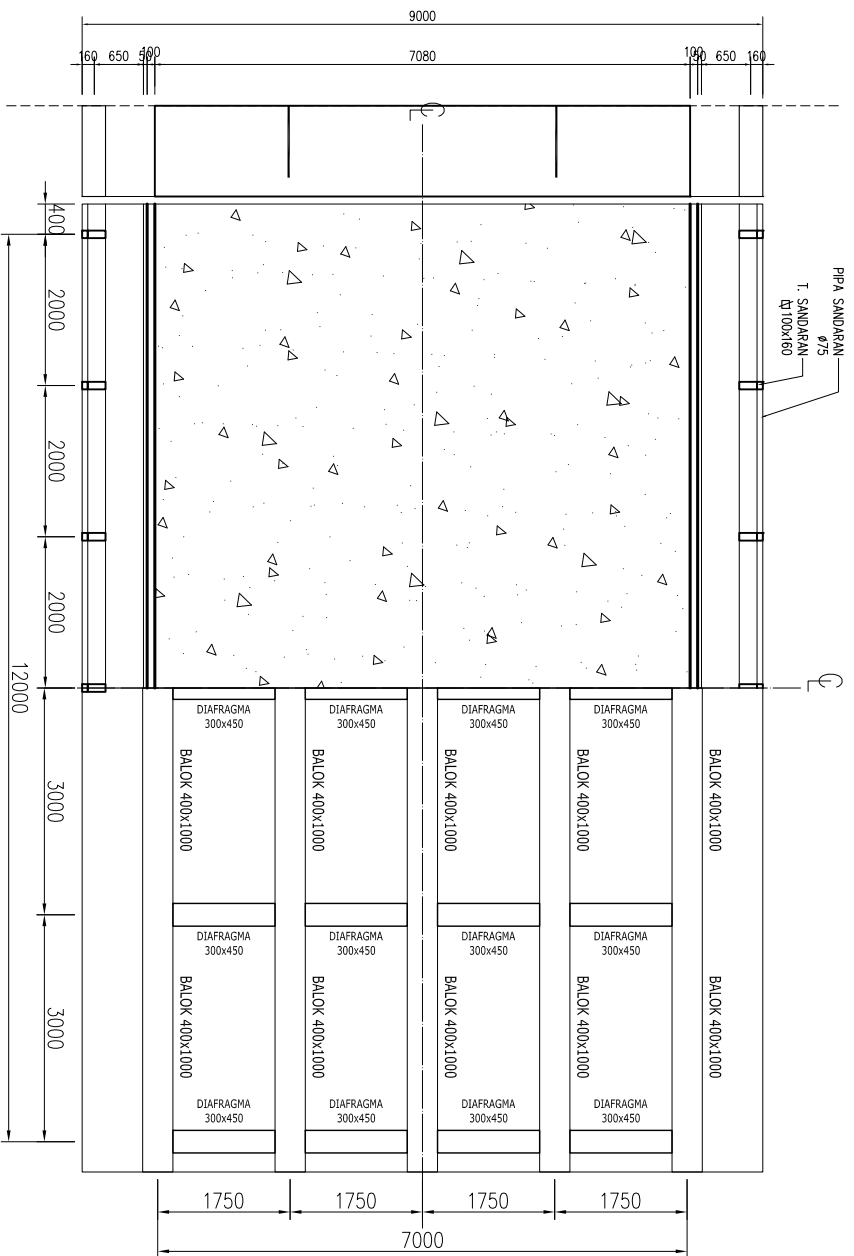
DETAIL BALOK
Skala 1: 100




POTONGAN A
Skala 1: 50



POTONGAN B
Skala 1: 50





 Denah Jembatan Bentang 12m

 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITYA DHANESWARA

NRP

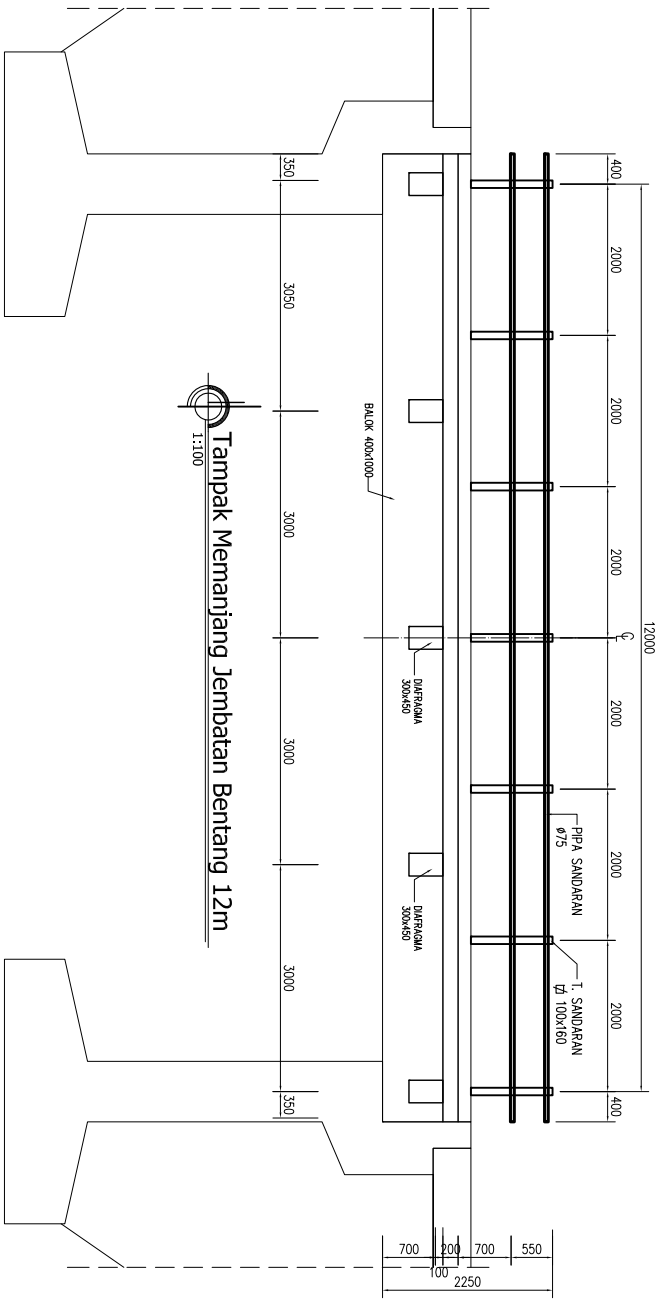
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

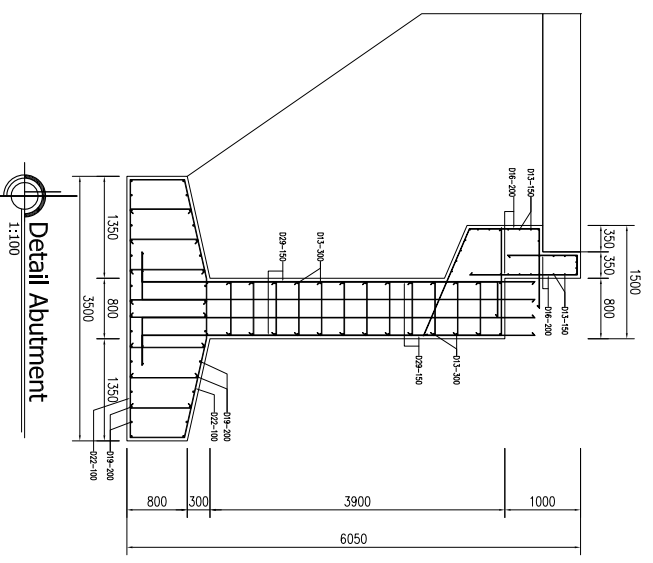
DENAH JEMBATAN BENTANG 12m
 INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

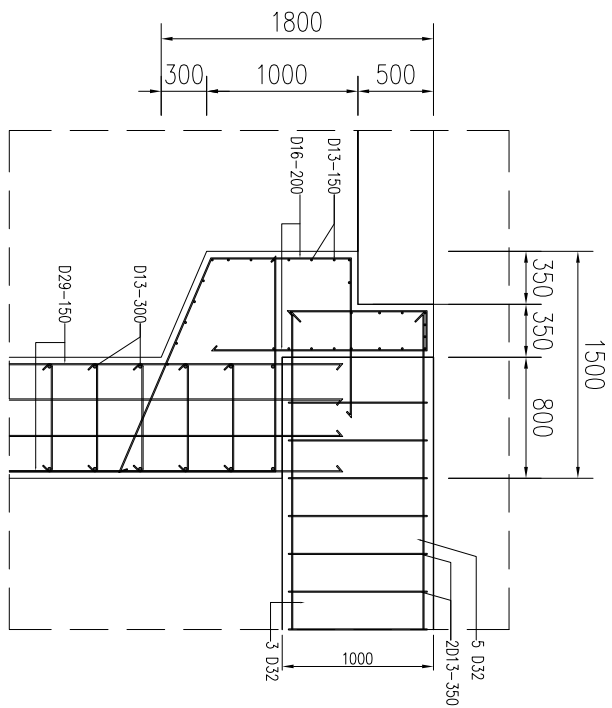
01	1:100	STR
----	-------	-----




Tampak Memanjang Jembatan Bentang 12m
1:100

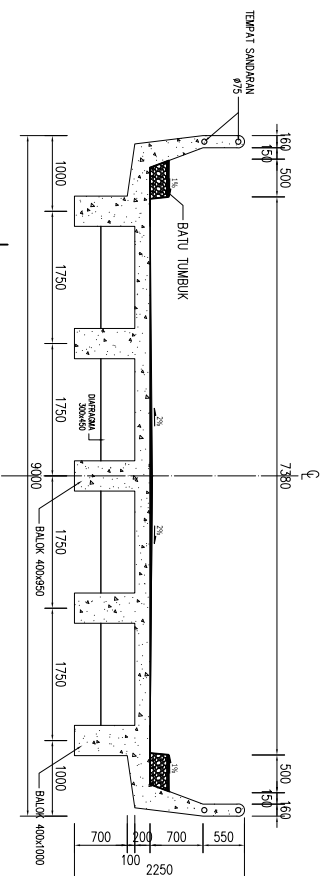


Detail Abutment
1:100

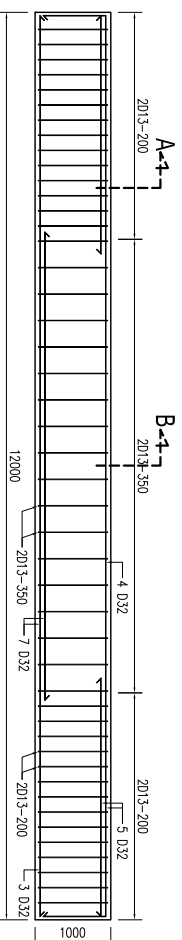


Detail Sambungan
1:50

 <p>PROGRAM S-1 JUSURAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>		
<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>		
<p>STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG</p>		
<p>DOSEN PEMBIMBING</p>		
<p>1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS. 2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.</p>		
<p>MAHASISWA</p>		
<p>RADITTA DHANESWARA</p>		
<p>NRP</p>		
<p>(3111100120)</p>		
<p>JUDUL GAMBAR</p>		
<p>DETAIL JEMBATAN BENTANG 12m INTEGRAL</p>		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
01	1:100	STR

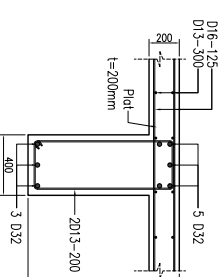


Tampak Melintang Jembatan Bentang 12m



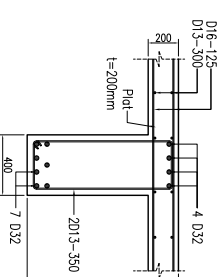
DETAIL BALOK

Skala 1 : 100



POTONGAN A

Skala 1 : 50



POTONGAN B

Skala 1 : 50



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGIHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

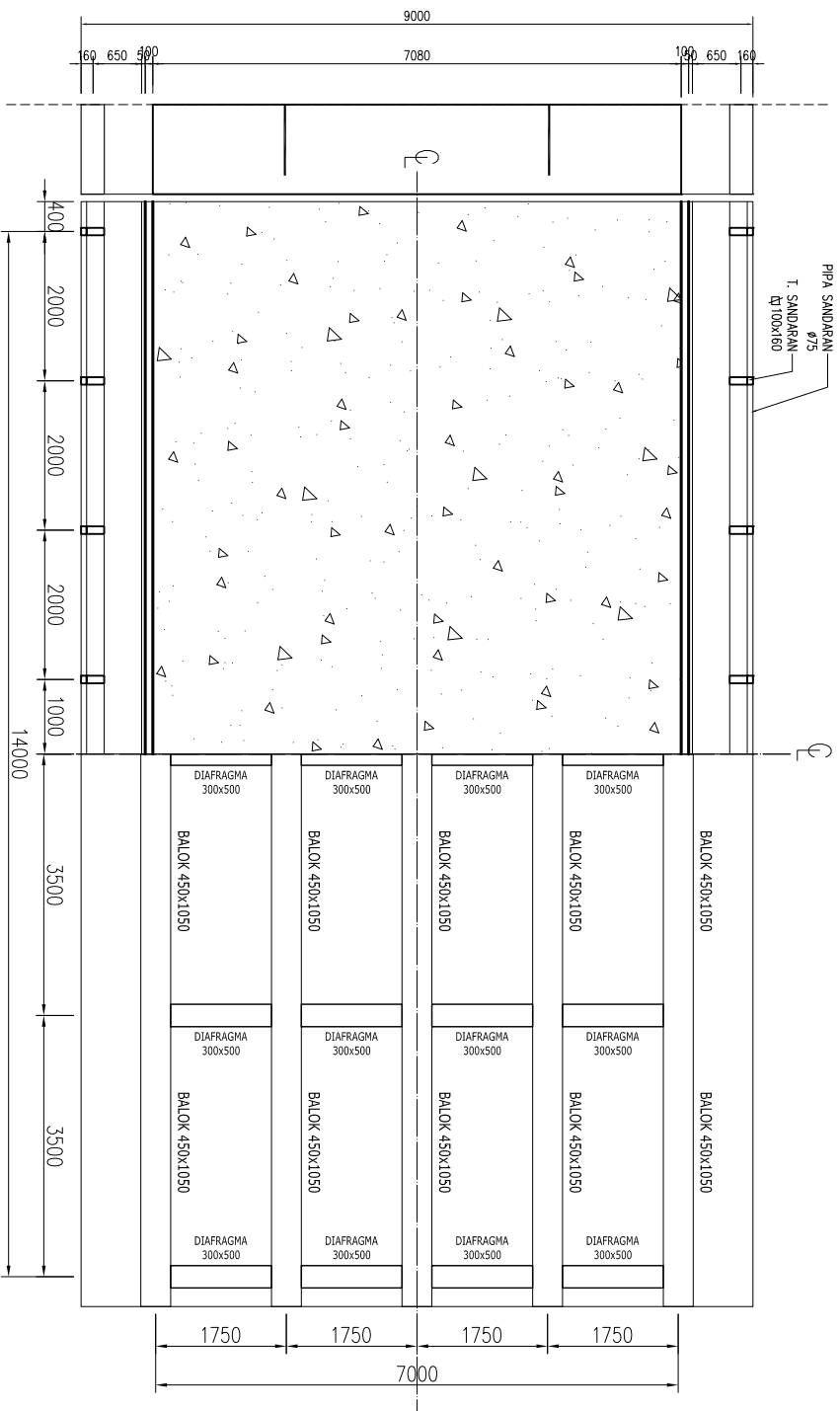
(3111100120)


JUDUL GAMBAR

DETAIL JEMBATAN BENTANG 12m
INTEGRAL

NO. GMB SKALA KODE GMB

01 1:100 STR





 1:100

Denah Jembatan Bentang 14m



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
 2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

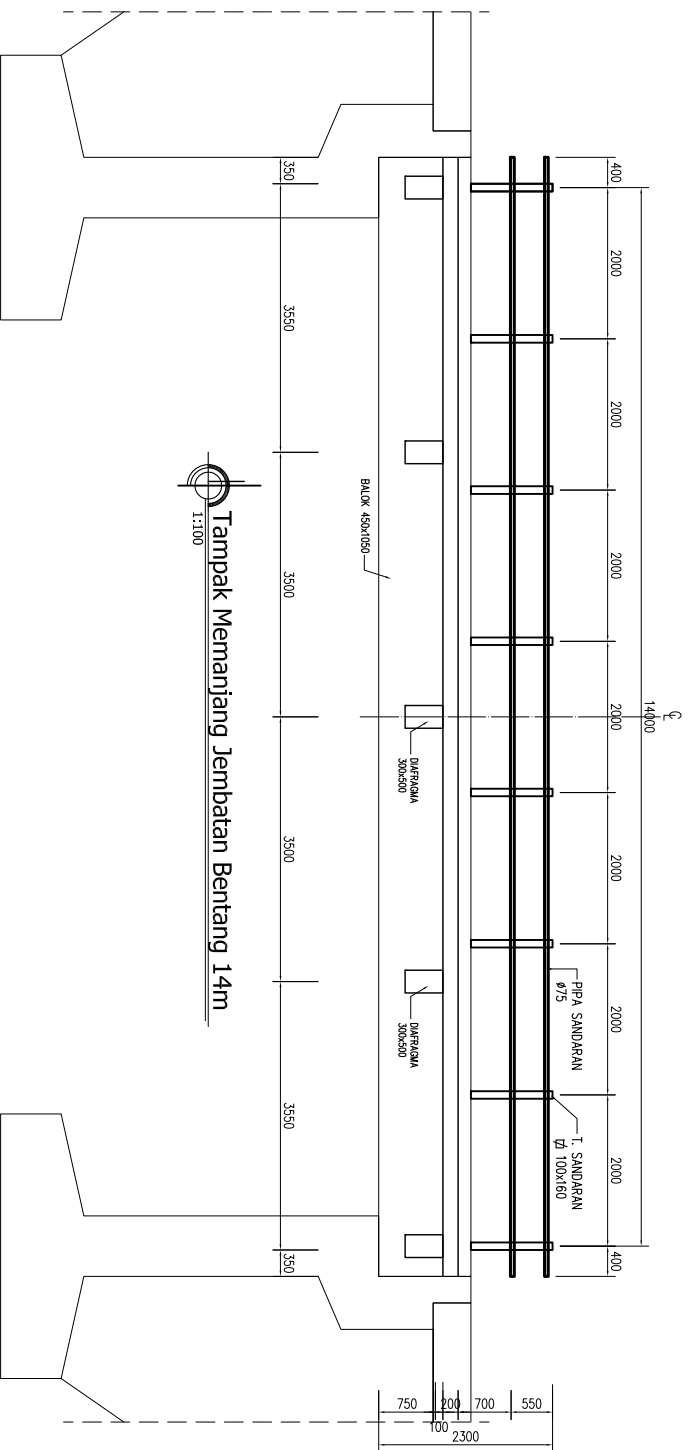
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

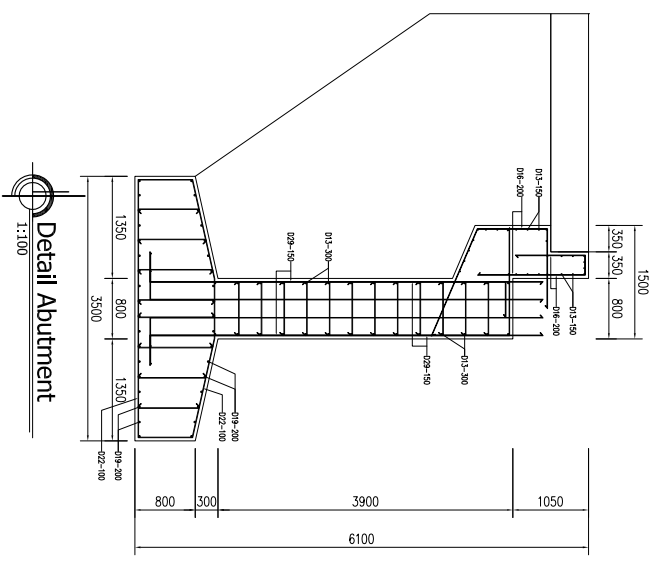
DENAH JEMBATAN BENTANG 14m
 INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

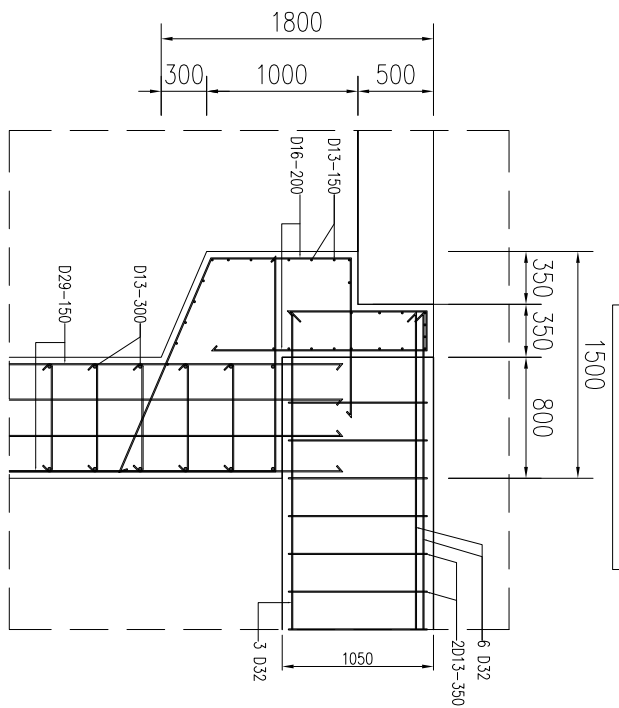
01	1:100	STR
----	-------	-----




Tampak Memanjang Jembatan Bentang 14m
1:100



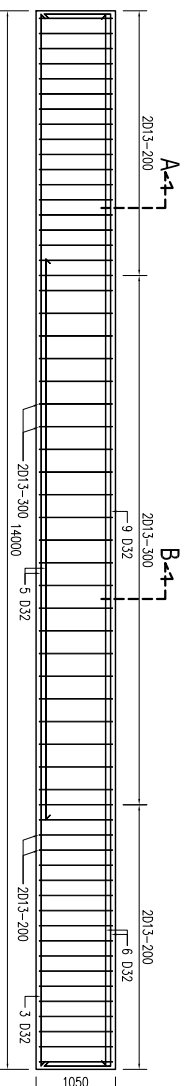
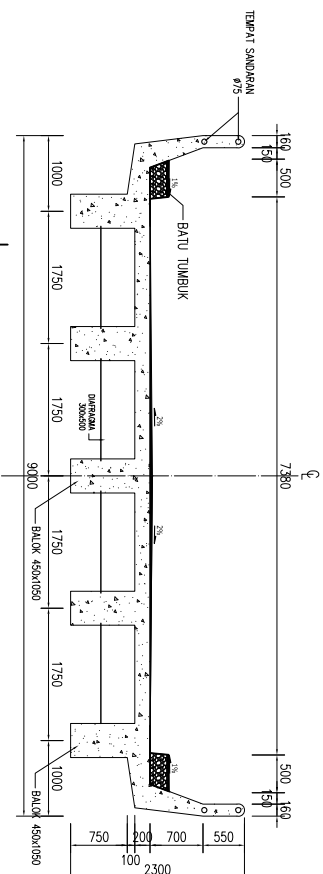
Detail Abutment
1:100



Detail Sambungan
1:50

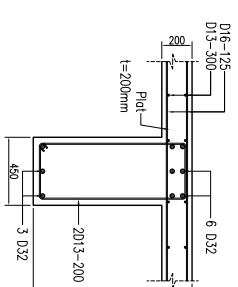
 <p>PROGRAM S-1 JUSURAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</p>		
<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p>		
<p>STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI BENTANG</p>		
<p>DOSEN PEMBIMBING</p>		
<p>1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS. 2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST, MT.</p>		
<p>MAHASISWA</p>		
<p>RADITTA DHANESWARA</p>		
<p>NRP</p>		
<p>(3111100120)</p>		
<p>JUDUL GAMBAR</p>		
<p>DETAIL JEMBATAN BENTANG 14m INTEGRAL</p>		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
01	1:100	STR

Tampak Melintang Jembatan Bentang 14m



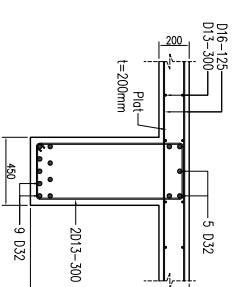
DETAIL BALOK

Skala 1 : 100



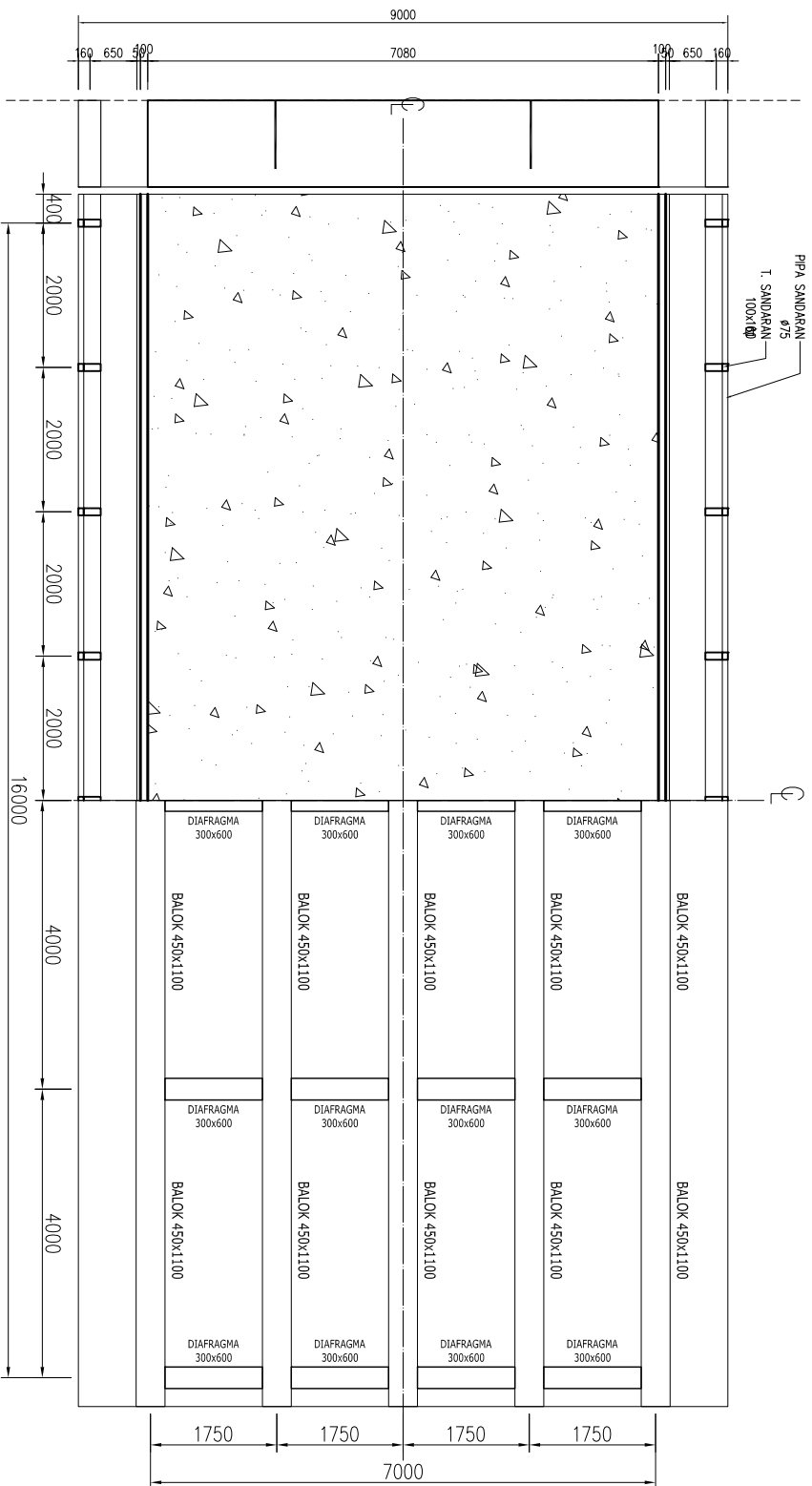
POTONGAN A

Skala 1 : 50



POTONGAN B

Skala 1 : 50





 Denah Jembatan Bentang 16m
 1:100



PROGRAM S-1
 JUSURAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
 JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
 KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
 BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M., MS.
 2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

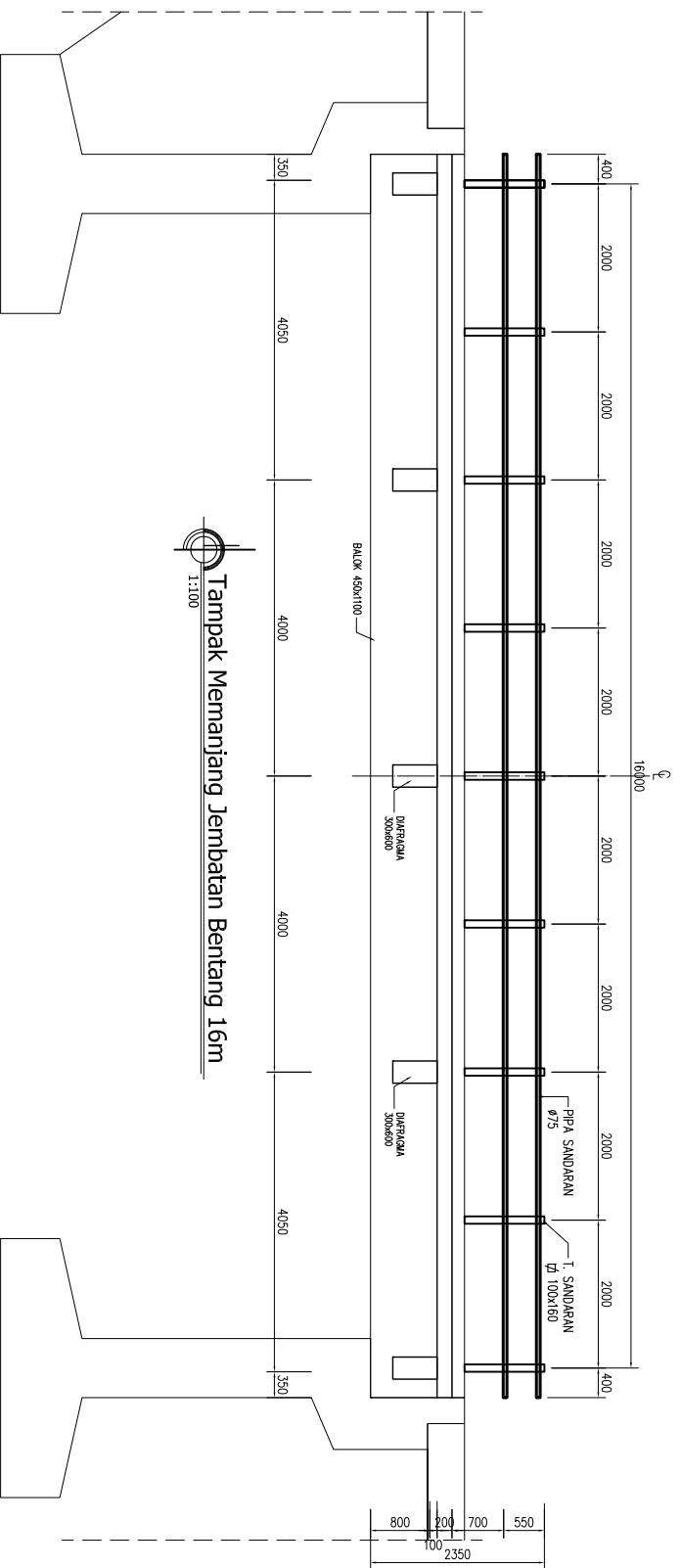
(3111100120)

JUDUL GAMBAR

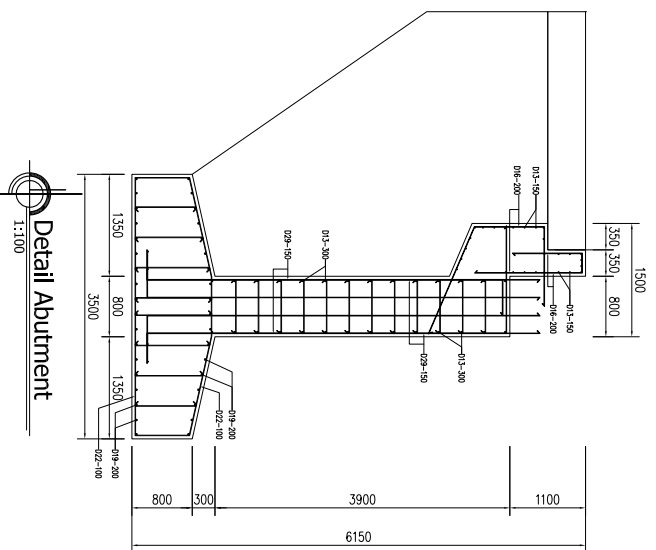
DENAH JEMBATAN BENTANG 16m
 INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

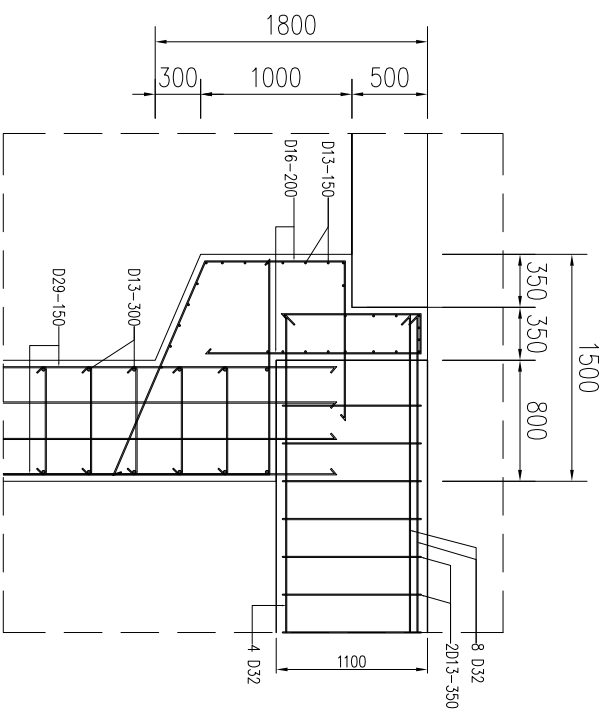
01	1:100	STR
----	-------	-----



1:100
Tampak Memanjang Jembatan Bentang 16m



1:100
Detail Abutment



1:50
Detail Sambungan



PROGRAM S-1
JUSURAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN KINERJA SISTEM
JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN
KONVENSIONAL PADA BERBAGAI VARIASI
BENTANG

DOSEN PEMBIMBING

1. DR. HIDAYAT SOEGHARDJO M, MS.
2. PUTU TANTRI KUMALASARI ST., MT.

MAHASISWA

RADITTA DHANESWARA

NRP

(3111100120)

JUDUL GAMBAR

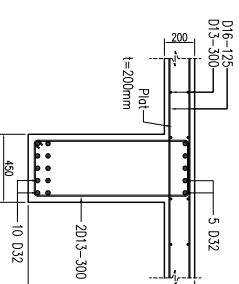
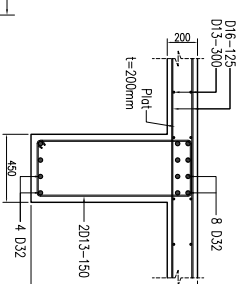
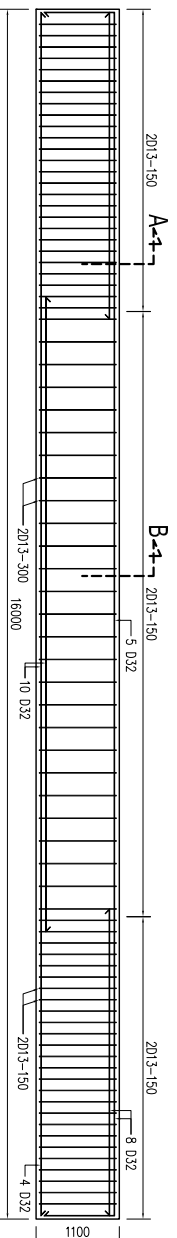
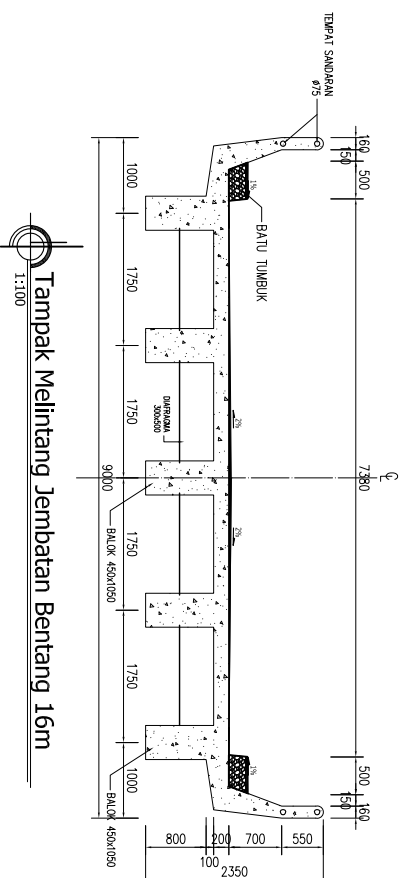
DETAIL JEMBATAN BENTANG 16m
INTEGRAL

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
01	1:100	STR

01

1:100

STR



DETAIL BALOK
Skala 1 : 100

POTONGAN A
Skala 1 : 50

POTONGAN B
Skala 1 : 50

BAB VII PENUTUP

7.1 Kesimpulan

- Defleksi balok girder yang terjadi pada jembatan integral lebih kecil dari jembatan konvensional, karena pada sistem jembatan integral balok girder telah menyatu dengan abutmen sehingga dapat mengurangi nilai defleksinya.
- Semua nilai defleksi pada setiap bentang jembatan dan kedua sistem struktur jembatan masih dibawah nilai defleksi ijin, walaupun menunjukkan semakin besar defleksi yang terjadi ketika semakin besar bentang jembatan.
- Pada jembatan integral terjadi pengurangan volume konfigurasi tulangan yang dibutuhkan pada balok girder dibandingkan dengan pada jembatan konvensional. Pengurangan yang terjadi pada bentang 10 m mencapai kurang lebih 10,1%, pada bentang 12 m yaitu 13,3 %, pada bentang 14 m yaitu 14,7%, dan pada bentang 16 m pengurangannya hanya mencapai 8,06%. Hal ini yang menjadi salah satu pembeda utama antara kedua jenis sistem struktur jembatan ini.
- Kontribusi kekakuan tanah oprit cukup signifikan memperkecil defleksi dan volume tulangan pada girder jembatan, apabila diasumsikan sebagai bagian dari sistem struktur jembatan.
- Kinerja jembatan integral menunjukkan sistem struktur yang menyatu dan lebih kaku sehingga gaya yang terjadi pada girder terdistribusi ke abutmen dengan cukup signifikan.

7.2 **Saran**

- Pengaruh tanah oprit perlu diperhitungkan untuk mengetahui respon spectrum yang lebih akurat dan kompetibel.
- Desain struktur jembatan dapat dimodifikasi sesuai dengan kondisi sebenarnya.
- Desain struktur jembatan disesuaikan dengan kondisi tanah dasar sebenarnya sesuai kondisi lapangan.
- Wilayah gempa rencana dapat disesuaikan dengan kondisi wilayah jembatan sebenarnya.
- Untuk analisa seismik bisa menggunakan riwayat gempa (time history).

DAFTAR PUSTAKA

Abendroth, Robert E. et. al. 1989. *Abutment Pile Design for Jointless Bridges*. Journal of Structural Engineering. **115(11):2914-2929** ;

AASHTO (2012). *LRFD Bridge Design Specification 6th Edition*, American ;

Arockiasamy, M. , Butrieng, Narongrit, and Sivakumar, M. .2004. “*State-of-the-Art of Integral Abutment Bridges: Design and Practice*”. **ASCE Journal 9:497-506** ;

Direktorat Jenderal Bina Marga, Departmen Pekerjaan Umum. 2008. *Manual Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Jembatan*.

England, George L. 2000. *Integral Bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*. London: Thomas Telford

Emerson, Mary. 1976. *Extreme values of Bridge temperatures for design Purposes*. Berkshire: TRRL

Setiati, N. Retno. 2010. *Kajian Perencanaan Jembatan Integral* ;

RSNI T-12-2004 : Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. BSN ;

SNI-T-02-2005 : Peraturan Pembebanan Jembatan. BSN ;

Vtrans, Integral Abutment Committee. 2009. *Integral Abutment Bridge Design Guidelines Second Edition*

