



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
KALI LANANG (STA 5+895) PADA PROYEK
JALAN TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER -
MANYAR SEKSI 1 GRESIK, JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON
KONVENSIONAL**

MOCHAMMAD TRIMANDA RAMADHAN

NRP.10111500000102

PUTRI INDRIATI

NRP. 10111500000148

DOSEN PEMBIMBING

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo

NIP. 19550319 198403 1 001

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA 2018



TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN KALI LANANG (STA 5+895) PADA PROYEK JALAN TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR SEKSI 1 GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENTSIONAL

MOCHAMMAD TRIMANDA RAMADHAN

NRP.10111500000102

PUTRI INDRIATI

NRP. 10111500000148

DOSEN PEMBIMBING

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo

NIP. 19550319 198403 1 001

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA 2018



FINAL APPLIED PROJECT - 145501

DESIGN MODIFICATIONS STRUCTURE OF KALI LANANG BRIDGE (STA 5+895) ON KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR TOLL ROAD PROJECT SECTION 1 GRESIK, EAST JAVA USING CONVENTIONAL CONCRETE BEAM

MOCHAMMAD TRIMANDA RAMADHAN

NRP. 10111500000102

PUTRI INDRIATI

NRP. 10111500000148

SUPERVISOR

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo

NIP. 19550319 198403 1 001

CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT

VOCATIONAL FACULTY

SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY

SURABAYA 2018

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN KALI LANANG (STA 5+895) PADA PROYEK JALAN TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR SEKSI 1 GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Ahli Madya pada
Program Studi Diploma Tiga Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Disusun oleh :

Mahasiswa I

Moch. Trimanda Ramadhan

NRP . 10111500000102

Mahasiswa II

Putri Indriati

NRP . 10111500000148



Mengetahui,
Dosen Pembimbing

17 JUL 2010

13/09/2018

Ir. Chomaedhi, CES. Geo

NIP . 19530319 198403 1 001

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN KALI LANANG (STA 5+895) PADA PROYEK JALAN TOL KRIAN – LEGUNDI – BUNDER – MANYAR SEKSI 1 GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENTSIONAL

**Nama Mahasiswa : Mochammad Trimanda Ramadhan
NRP : 10111500000102**

**Nama Mahasiswa : Putri Indriati
NRP : 10111500000148**

**Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedhi, CES. Geo
NIP : 19550319 198403 1 001**

ABSTRAK

Jembatan Kali Lanang terletak di Krian, Kabupaten Sidoarjo yang melewati Sungai Kali Lanang pada ruas jalan Tol Krian – Legundi – Bunder - Manyar (STA 5 + 895) dengan bentang 40,8 meter dan lebar total jembatan 25,2 meter. Jembatan ini awalnya menggunakan struktur girder beton precast. Penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi girder beton konvensional dengan panjang bentang 38,5 meter dengan lebar jembatan yang sama.

Jembatan Kali Lanang digunakan sebagai objek tugas akhir terapan untuk memodifikasi desain struktur jembatan, meliputi bangunan atas : Dimensi struktur plat lantai kendaraan beserta pengaman disisi tepi dengan acuan SNI-T-12-2004. Perhitungan bangunan bawah meliputi : pilar, abutment, tiang pancang, dan elastomer yang mengacu pada SNI T-12-2005, SNI 1725-2016 dan perencanaan perletakan jembatan kementerian PU Pekerjaan

Umum 2015 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan).

Kata kunci : Jembatan Kali Lanang, Abutment, Plat Lantai, Struktur beton konvensional

DESIGN MODIFICATIONS STRUCTURE OF KALI LANANG BRIDGE (STA 5+895) ON KRIAN – LEGUNDI – BUNDER – MANYAR TOLL ROAD PROJECT SECTION 1 GRESIK, EAST JAVA USING CONVENTIONAL CONCRETE BEAM

Student Name	: Mochammad Trimanda Ramadhan
NRP	: 10111500000102
Student Name	: Putri Indriati
NRP	: 10111500000148
Supervisor	: Ir. Chomaedhi, CES. Geo
NIP	: 19550319 198403 1 001

ABSTRACT

Kali Lanang Bridge is located in Krian, Sidoarjo regency passing through Kali Lanang river which is included on the Krian – Legundi – Bunder – Manyar Toll Road Project (STA 5+895), with 40,8 meters of length, and 25,2 meters of width. This bridge using precast concrete girder for the original design. The writer modificate the original design using conventional concrete girder with 38,5 meters of length and with the same width from the original design.

Kali Lanang Bridge used as the topics of the final project to be modificated. The structure that going to be modificated are, the top structure building : structure of floor plate vehicle and the safety part for the side of the bridge using SNI – T -12 -2004. The bottom structure building : pier, abutment, foundation, spoon pile and also elastomer which is using SNI T – 12 – 2005, SNI 1725-2016 and “Perencanaan Perletakan Jembatan Kementrian PU Pekerjaan

Umum 2015” and the earthquake loading using SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan).

Key Word : Jembatan Kali Lanang, Abutment, Plat Lantai, Struktur beton konvensional

KATA PENGANTAR

Dengan mengucap syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir Terapan kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Kali Lanang (Sta 5+895) Pada Proyek Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar Seksi 1 Gresik, Jawa Timur Dengan Menggunakan Balok Beton Konvensional” dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Tugas Akhir Terapan.

Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma Tiga Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini agar mahasiswa dapat memahami serta mengetahui langkah kerja dalam perencanaan struktur jembatan.

Tersusunnya Tugas Akhir Terapan ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan banyak pihak. Dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing dalam Tugas Akhir kami.
2. Orangtua dan keluarga kami yang telah memberi dorongan baik moral maupun materil yang tak terhingga, sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Rekan – rekan mahasiswa jurusan Diploma Tiga Teknik Infrastruktur Sipil ITS Surabaya yang telah banyak membantu penyelesaian Tugas Akhir ini.
4. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan Tugas Akhir kami, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Surabaya, 3 Juli 2018

Penulis



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
 PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
 041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 4 Juli 2018

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Kali Lanang STA. 5+895 Pada Proyek Jalan Tol Krian - Legundi - Bunder - Manyar Seksi 1 Gresik, Jawa Timur Dengan Menggunakan Balok Beton Konvensional		
Nama Mahasiswa	M. Trimanda Ramadhan	NRP	10111500000102
Nama Mahasiswa	Putri Indriati	NRP	10111500000148
Dosen Pembimbing 1	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	- NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
1. Check perhitungan elastomeric bearing pada setiap jgk & perbedah abutment yang belum. -	
2. Check perhitungan penulangan I colon pilier	Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001
3. Kontrol perhitungan kapasitas gaya horizontal tiang.	
..... - idem -	Ir. A. Faiz Hadi P, MS NIP 196303101989031004
1. Perbaiki kontrol stabilitas struktur abutment dan pondasi tiang.	
.....	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001
.....	NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
 Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001	12-2018 Ir. A. Faiz Hadi P, MS NIP 196303101989031004	 Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001	- NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidann Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	 Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001	- NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 M. Trimanda Ramadhan

2 Putri Indriati

NRP

: 1 10111500000102

2 10111500000148

Judul Tugas Akhir

: Modifikasi Desain Struktur Jembatan kali Lanang STA 5+89 S
Pada Projek jalan tol Krian - Legundi - Bunder - Manyar seksi I
Gresik, Jawa Timur dengan Menggunakan Balok Beton Konvensional

Dosen Pembimbing

: 1. Ir. CHOMAEDHI, CES. GEO. 2. Ir. IBNU PUJOJI RAHARDJO, MS

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan
1.	09 maret 2018	1. Gambar 4.1 (Dimensi parapet) 2. Gambar 4.2 (Beban pada parapet) 3. Perbaiki gambar 4.2 4. Sesuaikan gambar 4.3 5. Ilustrasi penyebaran beban di Geser Rons 6. cek P min yang lain		B C K
		7. Perbaiki Gambar Kantilever		B C K
2.	03 April 2018	1. komposisi momen di plat 2. Ganti penulangan parapet 3. tampakkan lebur di plat (pasang beban roda) 4. Beban aspal + overlay gami WC 5. Jabarkan daftar istilah 6. Perbaiki penulangan plat 7. Perbaiki penulangan girder 8. Perbaiki penulangan diafragma		B C K
				B C K

Ket.

- B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIRI

Kampus ITS - Jl. Mergangsan 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama	: 1. M. Trinanda Ramadhan	2 Putri Indriati
NRP	: 1 101115000002	2 101115000001448
Judul Tugas Akhir	: Modifikasi Desain Struktur Jembatan Kali Lanang STA 5+895 Pada Proyek jalan tol Krian - Legundi - Bunder - Manyar seksi 1 Gresik , Jawa Timur Dengan menggunakan Balok Beton konvensional	
Dosen Pembimbing	: 1. Ir. CHOMAED PHI , CES . GEO.	

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 M. Trinanda Ramadhan 2 Putri Indriati
NRP : 1 I0115 00000102 2 I011500000148
Judul Tugas Akhir : Modifikasi desain struktur jembatan kali Lancing STA 5+895
Pada Proses Jalan Tol Krian - Legundi - Bunder - Manyar seksi 1
Gresik , Jawa Timur Dengan menggunakan Balok Beton Konvensional
Dosen Pembimbing : 1. Ir. CHOMAEDHI , CES . Geo

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan
6.	28 Juni 2018	1. perbaiki gambar tampak atas (beri blok beton) 2. cari overlapping di wing wall 3. Beri detail gambar 4. Perbaiki detail spun pile 5. Klipiskan wire (spun pile)		B C K
7.	29 Juni 2018	1. perbaiki plat invau 2. Beri elevasi spun Pile 3. keterangan potongan 4. perbaiki tulangan pier		B C K
8.		1. cek perhitungan elastomer bearing pad 2. cek perhitungan penutupan kolom pier 3. kontrol perhitungan kapasitas gaya horizontal tiang 4. Perbaiki kontrol stabilitas struktur aburment dan pondasi tiang		B C K

Ket.

- B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Tinjauan Umum

Transportasi merupakan salah satu sarana yang sangat penting dalam perkembangan era global saat ini. Transportasi digunakan untuk memudahkan manusia dalam melakukan kegiatan sehari-hari. Seiring dengan pembangunan yang semakin pesat dan pertumbuhan penduduk yang semakin tinggi, maka kebutuhan sarana dan prasarana transportasi menjadi semakin meningkat. Hal ini menuntut adanya usaha untuk menunjang kebutuhan sarana transportasi agar segala kegiatan masyarakat dapat berjalan dengan baik, salah satu usaha yang dapat menunjang hal tersebut adalah pembangunan infrastruktur jembatan.

Jembatan merupakan suatu konstruksi yang sangat penting dalam bidang transportasi, dimana jembatan berfungsi untuk melintaskan kendaraan melewati jalan yang terputus karena adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang, jalan kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang dan lain lain tanpa menutupnya. Oleh karena itu jembatan merupakan unsur pokok yang sangat penting dalam bidang transportasi, kekacauan akan terjadi jika dalam jalur transportasi tidak dilengkapi dengan jembatan karena dinamika transportasi yang sedang berjalan tiba-tiba menjadi terhenti karena tidak adanya jembatan sehingga akan menimbulkan permasalahan di segala aspek kehidupan. Dengan melihat kontribusi jembatan yang sangat memegang peranan penting dalam bidang transportasi seperti di atas, maka diperlukan sebuah usaha untuk mempelajari perencanaan struktur jembatan.

1.2 Latar Belakang

Meningkatnya kebutuhan masyarakat akan mobilitas dalam kehidupannya membuat volume lalu lintas menjadi padat. Kebutuhan ini harus diimbangi dengan sarana transportasi yang memadai agar kepadatan lalu lintas dapat teratasi. Jalan utama

Kabupaten Sidoarjo – Kabupaten Gresik memiliki kepadatan lalu lintas yang cukup setiap harinya, sehingga pemerintah berencana untuk membangun jalan tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar sebagai solusi untuk mengurangi kemacetan dan dapat mempercepat distribusi barang dan jasa karena kedua kabupaten tersebut memiliki banyak tempat industri. Pembangunan jalan tol dapat berdampak positif pada proses pembangunan dan pengembangan wilayah. Oleh karena itu pembangunan jalan tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar nantinya diharapkan dapat menjadi pemicu percepatan pembangunan dan pengembangan wilayah Kabupaten Sidoarjo dan Kabupaten Gresik.

Pembangunan Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar direncanakan dengan panjang 38,29 km. Pelaksanaan pembangunan jalan tol ini dibagi dalam beberapa tahap. Tahap pertama pembangunan jalan tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar seksi 1 dengan panjang 18,36 km dan tahap kedua pembangunan jalan tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar seksi 2 dengan panjang 19,93 km. Dalam proyek jalan tol ini terdapat bermacam struktur bangunan yang menjadi bagian dari jalan tol diantaranya jembatan, *interchange, overpass, box underpass, box culvert, frontage*, dan lain sebagainya.

Jembatan Kali Lanang yang terletak di Kabupaten Gresik adalah salah satu bagian dari Proyek Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar. Jembatan tersebut memiliki panjang 40,80 m dengan lebar 25,20 m yang tidak dilengkapi dengan trotoar karena jalan tol tidak diperuntukkan bagi pejalan kaki, jembatan ini melintasi Kali Lanang yang berada di bawahnya. Jembatan Kali Lanang ini, digunakan sebagai objek penulisan Tugas Akhir dengan metode awal pengeraannya menggunakan metode konstruksi balok beton pracetak, yang kemudian dimodifikasi dengan metode konstruksi balok beton konvensional.

Dari latar belakang tersebut penulis mengangkatnya sebagai Tugas Akhir dengan Judul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Kali Lanang STA. 5+895 Pada Proyek Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar Seksi 1 Gresik, Jawa Timur dengan Menggunakan Balok Beton Konvensional”. Tugas Akhir ini dilakukan untuk melakukan studi kasus perubahan desain jembatan terutama dalam metode konstruksi beton yang digunakan dan desain struktur lainnya. Modifikasi desain ini meliputi mendesain struktur bangunan atas jembatan berupa gelagar, mendesain bangunan bawah sebagai penopang beban utama yang diteruskan dari gelagar beton yang berupa pilar, abutmen, serta pondasi.

1.3 Data Eksisting Jembatan

1. Bangunan Atas :

a) Bentang Jembatan	$L = 40,80 \text{ m}$
b) Spasi Girder	$s = 2,10 \text{ m}$
c) Lebar Lantai Kendaraan	$B = 25,20 \text{ m}$
d) Tebal Lantai Kendaraan	$ts = 0,25 \text{ m}$
e) Dimensi Girder :	
- Tinggi Girder	$h = 2,10 \text{ m}$
- Lebar Girder	$bw = 0,82 \text{ m}$
- Jumlah Girder	$n = 12 \text{ buah}$
2. Bangunan Bawah

a) Tinggi ruang bebas terhadap MAB	$= 2,00 \text{ m}$
b) Tinggi MAB terhadap MAN	$= 3,13 \text{ m}$

1.4 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan sebelumnya, maka rumusan masalah dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Bagaimana cara merencanakan struktur bangunan atas jembatan?
2. Bagaimana cara merencanakan struktur bangunan bawah jembatan?

3. Bagaimana cara merencanakan bangunan pelengkap pada jembatan?
4. Bagaimana cara merencanakan perletakan dan dinding penahan tanah yang sesuai dengan persyaratan yang berlaku?

1.5 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari rumusan masalah yang telah diuraikan dan keterbatasan waktu dalam penyusunan Tugas Akhir, maka perlu adanya batasan masalah. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi jembatan
2. Tidak menghitung RAB (Rencana Anggaran Biaya) jembatan
3. Tidak merencanakan tebal lapisan perkerasan jalan pada jembatan
4. Tidak merencanakan sungai baru
5. Tidak merencanakan turap / sheet pile

1.6 Maksud Dan Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Merencanakan struktur atas jembatan yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan
 - b. Gelagar memanjang dan melintang
 - c. Parapet jembatan
2. Merencanakan struktur bangunan bawah jembatan yang meliputi :
 - a. Pilar
 - b. Abutment
 - c. Pile Cap
 - d. Pondasi
3. Merencanakan dimensi struktur bangunan pelengkap jembatan yang meliputi :
 - a. Pelat injak

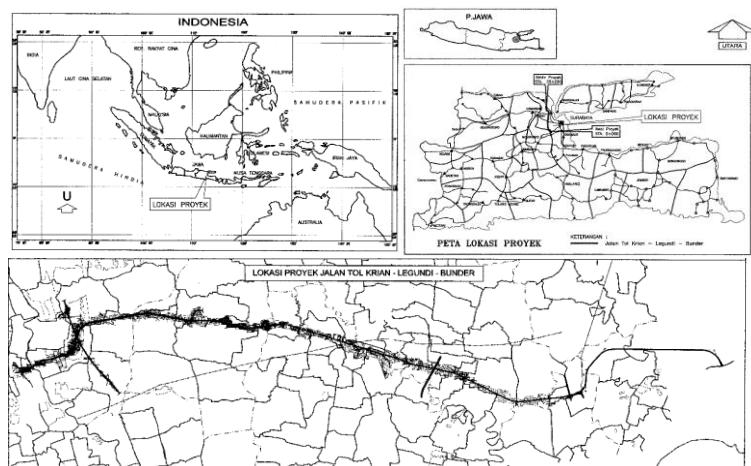
- b. Tembok sayap (*Wing Wall*)
- c. Menggambar detail desain struktur

1.7 Manfaat

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses perkuliahan
2. Dapat mengetahui proses perencanaan dalam suatu proyek jembatan
3. Mendapatkan ilmu tambahan khususnya di bidang teknik sipil

1.8 Lokasi Studi



Gambar 1. 1 Peta Lokasi Studi

1.9 Eksisting Dan Rencana



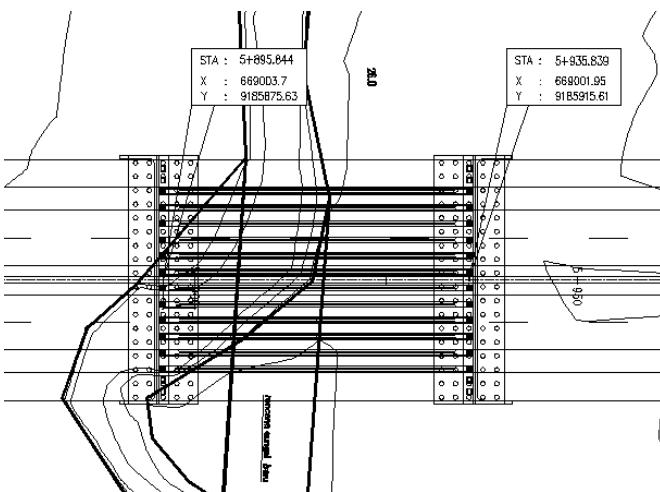
Gambar 1. 2 Lokasi Studi Jembatan



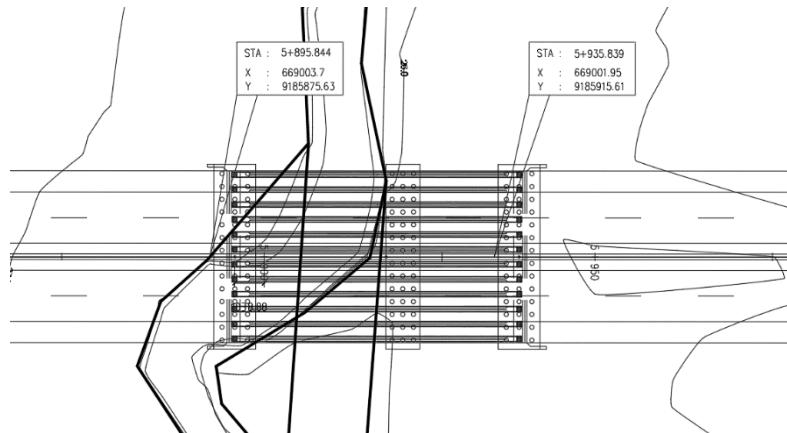
Gambar 1. 3 Peta Lokasi Jembatan



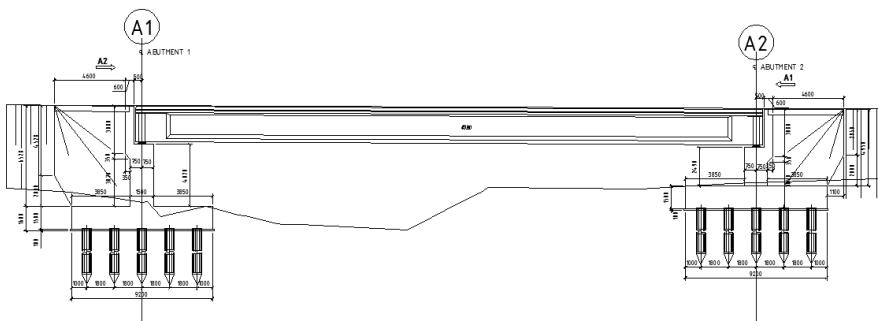
Gambar 1. 4 Kondisi Lapangan Jembatan



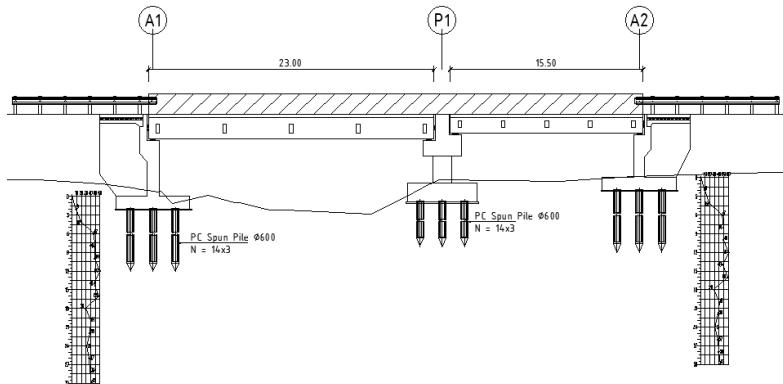
Gambar 1. 5 Denah Eksisting Jembatan



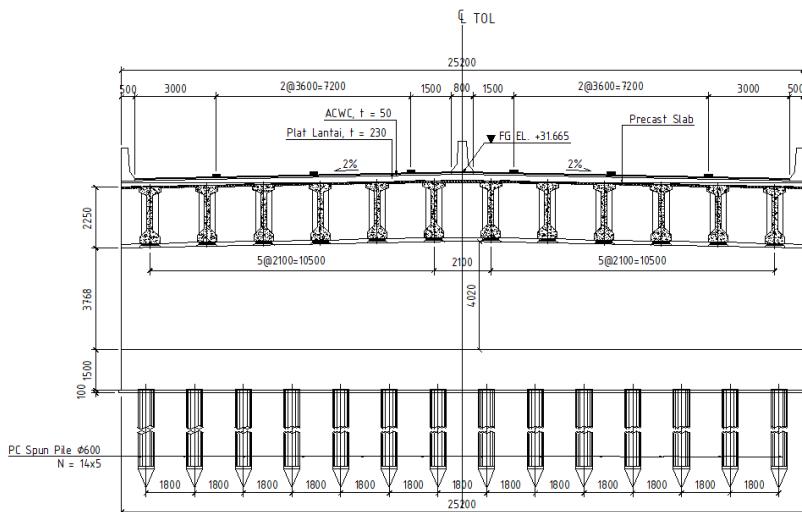
Gambar 1. 6 Denah Rencana Jembatan



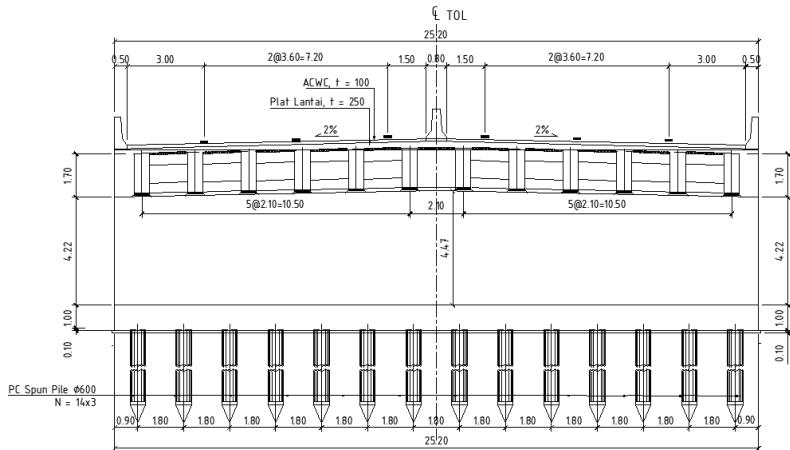
Gambar 1. 7 Desain Eksisting Memanjang Jembatan



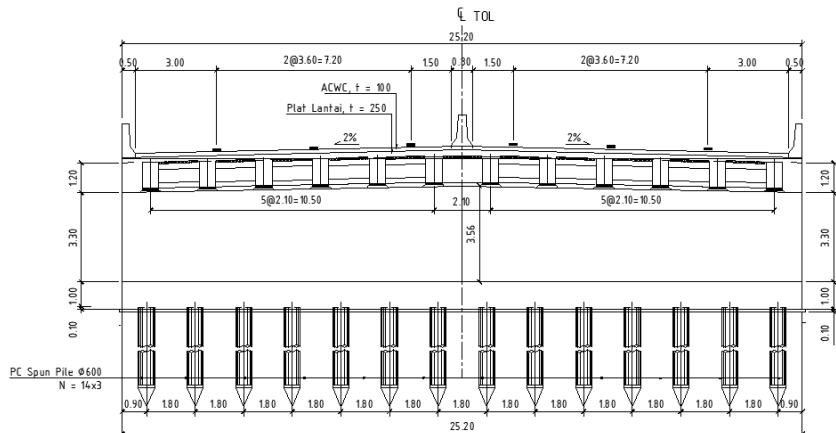
Gambar 1. 8 Desain Rencana Memanjang Jembatan



Gambar 1. 9 Desain Eksisting Melintang Jembatan



Gambar 1. 10 Desain Rencana Melintang Jembatan Bentang 23 m



Gambar 1. 11 Desain Rencana Melintang Jembatan Bentang 15,5 m

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dasar-dasar Perencanaan

Acuan atau pedoman yang digunakan untuk perencanaan ulang perhitungan Jembatan Kali Lanang Dengan Struktur Beton Bertulang adalah sebagai berikut :

1. SNI 1725-2016 Struktur Pembebanan Jembatan
 2. SNI T-02-2005 Struktur Pembebanan Jembatan
 3. SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan
 4. SNI 2833-2013 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa
 5. Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

2.2 Data Bahan

2.2.1 Beton

- 1) Berdasarkan *RSNI T-12-2004* beton dengan kekuatan tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 Mpa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembetonan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan.
 - 2) Modulus elastisitas (E_c) berdasarkan *SNI-03-2847-2002* untuk beton normal dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$Ec = 4700\sqrt{fc'} \dots \text{2.2.1.1}$$

Dimana ,

f_c = Kuat tekan silinder beton 28 hari

Tabel 2. 1 Berat Sendiri Beton

Berat sendiri KuMS	
Berat dicor	1.3

Tabel 2. 2 Berat jenis beton

γ Beton	25 KN/m ³
----------------	----------------------

3) Tebal selimut beton

Tebal selimut beton direncanakan menurut keadaan lingkungan jembatan dan mutu beton yang digunakan, berdasarkan *RSNI T-12-2004*

Tabel 2. 3 Tebal selimut beton nominal

Klasifikasi lingkungan	Tebal selimut beton nominal [mm] untuk beton dengan kuat tekan f'_c yang tidak kurang dari				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

2.2.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan :

- 1) Untuk tulangan dengan $D \leq 13$ mm, maka $f_{sy} = 280$ Mpa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35
- 2) Untuk tulangan dengan $D \geq 13$ mm, maka $f_{sy} = 400$ Mpa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35
- 3) Modulus elastisitas baja adalah 200.000 Mpa. Apabila harga tegangan tidak lebih besar dari f_{sy} . Berdasarkan *RSNI T-12-2004*

Tabel 2. 4 Berat sendiri baja

Berat sendiri KuMS	
Baja	1.1

2.3 Dasar-Dasar Perhitungan

Untuk menjamin keamanan struktur jembatan dalam menerima beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yaitu :

- a. Rencana tegangan kerja

Rencana tegangan kerja adalah pendekatan elastis yang digunakan untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai tegangan ijin sebesar kurang lebih setengah dari kekuatan struktur aktual pada beban kerja. Tegangan kerja tersebut nilainya harus kurang dari sama dengan tegangan ijin, nilai tegangan ijin dapat diperoleh dengan membagi antara tegangan ultimate yang terjadi dengan faktor keamanan (SF).

Dapat ditulis dengan rumus :

Tegangan Kerja \leq Tegangan Ijin =

TeganganUltimate
SF 2.3.1

Kekurangan dalam rencana tegangan kerja adalah kurangnya efisiensi untuk mencapai tingkat keamanan yang konsisten jika faktor keamanan dipergunakan untuk bahan saja.

- b. Rencana keadaan batas

Rencana keadaan batas merupakan istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan

lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan faktor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja faktor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan batas faktor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis dalam rumus :

$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ beban nominal}$2.3.2

Dimana :

K^R = Faktor reduksi kekuatan

K^U = Faktor beban

Untuk daftar lengkap faktor reduksi kekuatan dan faktor beban dilihat pada *SNI T-02-2005 Standart Pembebanan Jembatan*.

2.4 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban – beban yang terjadi pada jembatan. Beban – beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktrur jembatan serta banyaknya tulangan yang diperlukan. Pada peraturan teknik jembatan ***SNI 1725-2016 Standart Pembebanan Jembatan.***

2.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah semua beban tetap yang berasal dari beban sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya (SNI 1725-2016 pasal 3.8).

2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan-kendaraan bergerak/lalu lintas dan/atau pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan (SNI 1725-2016 pasal 8.3).

1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu-lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lanjut “ D ” dan beban truk “ T ”

a) Beban Lajur “ D ”

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekivalen dengan iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban terbagi merata dan beban garis.

i. Beban Terbagi Merata ($BTR = q$)

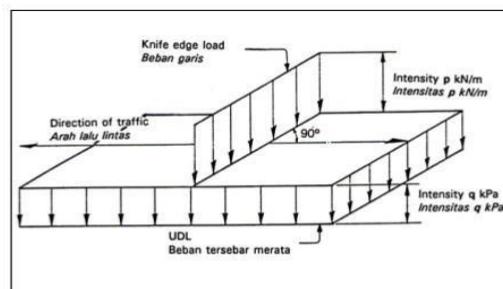
Dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut :

- $q = 9,0 \text{ kN/m}^2$ (untuk $L < 30 \text{ m}$), digunakan dalam desain

- $q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2$ (untuk $L > 30 \text{ m}$)

ii. Beban Garis Terpusat ($BGT = P$)

Beban garis “ P ” ditetapkan sebesar 49 kN/m^2 .

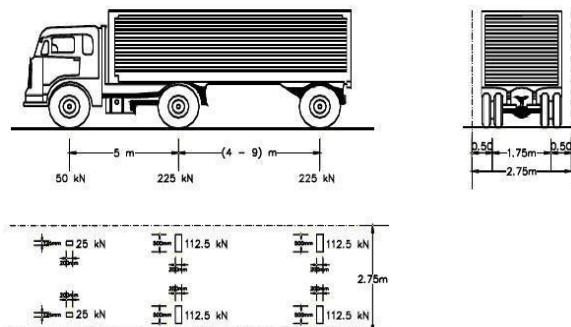


Gambar 2. 1 Beban garis terpusat

b) Beban Truk “ T ”

Beban truk “ T ” adalah berat kendaraan tunggal dengan 3 as yang ditempatkan dalam beberapa

posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat pada lajur lintas rencana. Tiap gandar terdiri dari dua pembebanan bidang kontrol yang dimaksud agar mewakili pengaruh roda terhadap berat kendaraan. Hanya satu truk “ T “ boleh ditempatkan per lajur lalu lintas rencana. Beban “ T “ merupakan muatan untuk lantai kendaraan.



Gambar 2. 2 Beban Truk

c) Faktor Beban Dinamis

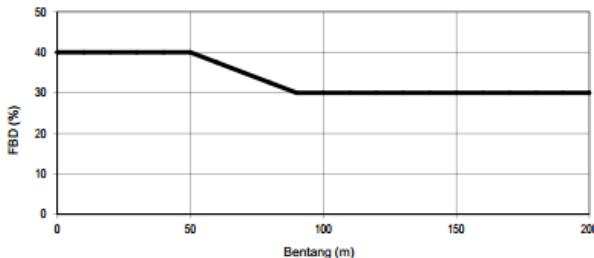
Faktor beban dinamis (DLA) berlaku pada “ KEL ” lajur “ D ” dan truk “ T ” sebagai simulasi kejut dari kendaraan kendaraan bergerak pada struktur jembatan.

Untuk truk “ T ” nilai DLA atau faktor kejutnya adalah 30 % **SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan** digunakan untuk perhitungan beban roda. Sedangkan untuk “KEL” lajur “D” nilai dapat dilihat pada rumus

Dimana :

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara menerus



Gambar 2. 3 Beban Lajur D

2. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki dipengaruhi oleh luas total daerah pejalan kaki yang direncanakan. Perencanaan beban diambil dari **SNI 1725-2016 Standar Pembebaran Jembatan** dimana besarnya beban yang bekerja adalah $0,5 \text{ kN/m}^2$ (5 kPa).

Tabel 2. 5 KuTP Pejalan Kaki

Faktor Beban	
Pejalan kaki	2

Faktor beban digunakan untuk menghitung kombinasi beban hidup

3. Gaya Rem

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
 - 5% dari berat rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan disemua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan.

2.4.3 Beban Lateral

1) Beban Gempa

Berdasarkan peraturan *SNI 2833 – 2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan*, perencanaan beban rencana akibat gempa minimum diperoleh dari serangkaian rumus berikut :

Penentuan kelas situs tanah

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t_i}{n}} \quad \dots \quad \text{2.4.3.1}$$

Keterangan :

ti = tebal lapisan tanah ke - i

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

Hasil yang didapat dari perhitungan di atas diplot ke dalam tabel situs untuk menentukan kelas situs

Tabel 2. 6 Spesifikasi kelas situs

Kelas Situs	\tilde{v} (m/s)	N	Su
A. Batuan Keras	$\tilde{v} \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$\tilde{v} \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \tilde{v} \leq 750$	$N > 50$	$Su \geq 100$
E. Tanah Lunak	$\tilde{v} < 175$		$50 \leq Su \leq 100$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> Indeks plastisitas $PI > 2$ Kadar air (w) $\geq 40\%$ Kuat geser tak terdrainase $Su < 25 \text{ kPa}$ 		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : <ul style="list-style-type: none"> ➤ Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah ➤ Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 35 \text{ m}$) ➤ Plastisitas tinggi (ketebalan H 		

	<p>$> 7,5\text{m}$ dengan $\text{PI} > 75$)</p> <p>➤ Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35 \text{ m}$</p>
--	--

Penentuan faktor situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik (F_{PGA}), periode pendek / $T=0,2$ detik (F_A) dan periode 1 detik (F_y).

Tabel 2. 7 Faktor amplifikasi periode 0 detik dan 0,2 (FPGA/FA)

Kelas	$\text{PGA} \leq 0,1$	$\text{PGA} = 0,2$	$\text{PGA} = 0,3$	$\text{PGA} = 0,4$	$\text{PGA} > 0,5$
Situs	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	

Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
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

Tabel 2. 8 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fy)

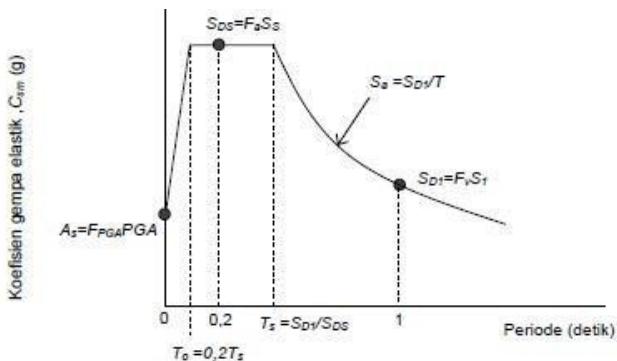
Kelas Situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA > 0,5
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1	
Batuhan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuhan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3

Keterangan:

PGA : percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Gempa Indonesia 2010

Sr : Parameter respons spectral percepatan gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik) mengacu pada peta Gempa Indonesia 2010

Ss : Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik Respon spectrum rencana.



Gambar 2. 4 Spektrum rencana gempa 2013

Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$S_{DS} \equiv F_a \times S_s$$

Koefisien respons gempa elastik

- Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisian respons gempa elastis (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

- Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_S , respons spektra percepatan. C_{sm} adalah sama dengan S_{ps} .
 - Untuk periode lebih besar dari T_S , koefisien respons gempa elastis (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

Keterangan :

S_{DS} : nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0,2$ detik)

S_{D1} : nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

T0 : 0,2 Ts

$$T_S : \frac{SD1}{SDS}$$

Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan tabel berikut :

Tabel 2. 9 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Kolom beton bertulang Tiang vertikal Tiang			
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit Tiang vertikal Tiang			
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2. 10 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala Jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Gaya gempa yang diperkirakan

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien

respons elastis (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R) dengan formulasi sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad \dots\dots\dots \text{2.4.3.7}$$

Keterangan :

- Eq = gaya gempa horizontal statis (kN)
- C_{sm} = koefisien respons gempa elastis pada getar ke-m
- R = faktor modifikasi respons
- W_t = berat struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

2) Beban Angin

Gaya angin nominal ultimit pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 \quad \dots\dots\dots \text{2.4.3.8}$$

Dimana :

V_w = Kecepatan angin rencana (m/dt)

C_w = Koefisien seret

A_b = Luas ekuivalen bagian jembatan (m^2)

2.4.4 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam **SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan** yaitu

Tabel 2. 11 Kombinasi beban dan faktor beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1	-	-	1	0,50/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1	-	-	1	0,50/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1	1,4	-	1	0,50/1,20	γTG	γES	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1	-	-	1	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1	0,4	1	1	0,50/1,20	γTG	γES	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γEQ	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-
										0	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1
										0	0	0
Daya layan I	1	1	1	0,3	1	1	1,00/1,20	γTG	γES	-	-	-
Daya layan II	1	1,3	1	-	-	1	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1	0,8	1	-	-	1	1,00/1,20	γTG	γES	-	-	-
Daya layan IV	1	-	1	0,7	-	1	1,00/1,20	-	1	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan:

γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau
 γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Dalam merencanakan jembatan harus direncanakan jumlah lajur yang disesuaikan dengan kebutuhan jembatan tersebut. Adapun jumlah lajur tersebut seperti pada **BMS BDM hal 2-20** adalah sebagai berikut :

Tabel 2.12 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur Tunggal	4.0 – 5.0	1
Dua arah, tanpa median	5.5 – 8.25 11.25 – 15.0	2 4
Jalan Kendaraan majemuk	10.0 – 12.9 11.25 – 15.0 151.1 – 18.75 18.8 – 22.5	3 4 5 6

2.5 Data Tanah

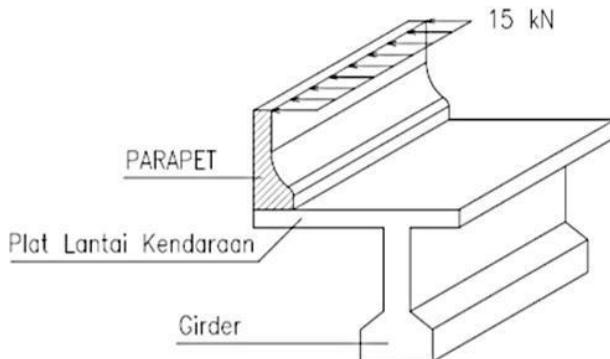
Data Tanah untuk pondasi sumuran dapat di desain pada kedalaman tanah tertentu, pada saat nilai $N > 50$ (tanah keras).

2.6 Perencanaan Bangunan Atas

Seperti telah disebutkan di atas, yang termasuk pada bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai, parapet, gelagar, dan diafragma. Bagian-bagian tersebut dijabarkan sebagai berikut :

2.6.1 Perencanaan Pembatas Jembatan

2.6.1.1 Perencanaan Parapet



Gambar 2. 5 Permodelan Parapet pada Jembatan

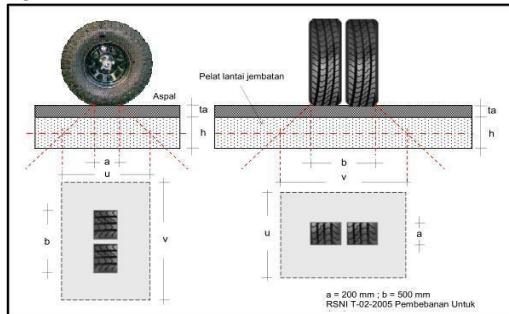
Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb) sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya adalah memakai beban hidup kerb, yaitu sebesar 15 kN.m.

2.6.2 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s sesuai dengan ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan.***:

$$\begin{aligned} t_s &\geq 200 \text{ mm} \\ t_s &\geq (100 + 40l) \text{ mm} \end{aligned}$$

keterangan :



Gambar 2. 6 Distribusi Geser Pons

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Kontrol tebal pelat rencana terhadap geser pons :

Posisi A

Geser Pons Tumpuan (gaya geser yang terjadi di atas girder) :

$$P_{\max} = KuTT \times (P_{\text{roda}} + (1 + DLA))$$

Dimana :

$$KuTT = 2$$

$$P_{\text{roda}} = 10 \text{ T}$$

$$DLA = 0,3$$

$$b = b_{\text{roda}} + 2ta + tp$$

$$a = a_{\text{roda}} + 2ta + tp$$

$$K_{Rc} = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

$$V_{uc} = K_C^K \times \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times x \left(\frac{A_s \times f_c'}{b \times d} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\beta_1 = b - d - \phi_{\text{tul. geser}} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tul. geser}}$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$A_s = \text{luas potongan melintang dari tulangan memanjang}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} (\text{SNI}) = 0,6x \frac{1}{6} x (f'_c)^{\frac{1}{6}} x b x d$$

Perencanaan tulangan pelat lantai :

a. Pelat tipe A

Pelat tipe A atau pelat lantai kantilever, sehingga perletakannya dianggap jepit- bebas pada kedua sisinya

- Beban yang terjadi pada pelat kantilever (tepi), yaitu:

1. Beban Mati Merata

Beban yang terjadi pada kantilever adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri pelat lantai kendaraan
- Trotoar = ($t_{\text{rabat}} \times l \times \gamma_{\text{beton}}$)
- Kerb = $2 \times (t_{\text{kerb}} \times l_{\text{kerb}} \times \gamma_{\text{beton}})$
- Air hujan = ($t_{\text{air hujan}} \times l \times \gamma_{\text{air}}$)

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total, maka: $qD = (qD_1 + qD_2 + qD_3 + qD_4)$
T/m

Maka, digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{8} q l^2$$

2. Beban Mati Terpusat

Dari perhitungan diatas maka dapat didapat PD total yaitu :

- Tiang sandaran = (vol. sandaran $\times \gamma_{\text{beton}}$)
- Pipa sandaran = ($A_{\text{pipa}} \times \text{jumlah pipa} \times l \times \gamma_{\text{pipa}}$)

$$PD_{\text{total}} = PD_1 + PD_2 \dots \text{Ton}$$

Dari hasil PD total diatas, maka dapat dicari momen PD yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Maka, digunakan persamaan momen

seperti berikut :

$$M_{\max} = P_1$$

Jadi, Maks total untuk beban mati

$$M_{\text{maks}} = M_{\text{maks beban merata}} + M_{\text{maks beban terpusat}}$$

3. Beban Hidup Merata

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai kantilever adalah beban pejalanan kaki berdasarkan **SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan**. Dari pembebanan di atas dapat dicari q_L yang bekerja pada pelat kantilever, sebagai berikut :

- Pejalan kaki (qL) = $qL \times b$ trotoir

Dimana :

qL = beban pejalan kaki
 $b_{trotoir}$ = lebar trotoir yang terbebani

Digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{8} q l^2$$

Kombinasi :

$$M = (M_{\text{mati total}} \times KuMs) + (M_{\text{hidup}} \times KuTP)$$

- a. Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan

M_u = hasil dari M kombinasi

$$p_{\min} = \frac{1,4}{f_v} \quad \dots \quad 2.6.2.2$$

$$pb = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times fc'}{fy} \left[\frac{600}{600+fy} \right] \dots\dots \text{2.6.2.3}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots \text{2.6.2.4}$$

Kontrol : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Jika ρ berada diantara ρ_{\min} dan ρ_{\max} , maka yang digunakan adalah ρ .

$$d = d_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{\emptyset_{\text{tul}}}{2} \dots\dots \text{2.6.2.5}$$

Dimana:

D = Tebal efektif plat

D_{plat} = Tebal Plat Latai

Decking = Tebal Selimut

\emptyset_{tul} = Diameter tulangan yang digunakan

- Luas tulangan yang diperlukan (Ast) :

$$A_{\text{st_perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d$$

$$n_t (\text{jumlah tulangan}) = \frac{A_{\text{st_perlu}}}{L_{\text{tul lentur}}}$$

Kontrol : $M_n > M_{\text{st perlu}}$

$$a = \frac{A_{\text{st}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \text{ mm} \dots\dots \text{2.6.2.6}$$

$$M_n = A_{\text{st}} \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ kNm} \dots \text{2.6.2.7}$$

- Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\emptyset_{\text{xnt}}) - (2 \times \text{decking})}{5} \dots \text{2.6.2.8}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

b. Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tepi)

Penulangan Pembagi = 20% x As pasang
Rencanakan tulangan pembagi :

b. Pelat tipe B

- Beban mati

Beban yang terjadi pada pelat dalam adalah sebagai berikut :

■ Beban Mati Merata

- Berat sendiri pelat (qDL1) = $ts \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1$
 - Berat aspal + overlay (qDL2) = $ta \times 2,2 \text{ t/m}^3 \times$
 - Berat air hujan (qDL3) = tair hujan $\times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$

Dari beban – beban di atas maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Dapat digunakan persamaan momen seperti berikut:

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{24} q D l^2$$

Dimana :

qd = total seluruh beban

1 = jarak girder dari as ke as

- Beban Hidup Merata

- Beban roda truk "T" = 100 kN = 10.000 kg
 - Dengan faktor kejut (DLA = 0,3)
 - $K_{UTT} = 2$ (faktor untuk beban truk)

Total muatan : $P_{\text{truk}} = (1+DLA) \times T \times K_u \cdot TT$

Dari hasil P diatas diasumsikan perletakan roda pada pelat dan kemudian diambil hasil momen terbesar.

- a. Ada 2 asumsi pembebanan roda truk pada pelat.
- Pelat dibebani dua truk yang berlawanan arah tapi beban diasumsikan merata. Dapat diasumsikan perletakan strukturnya jepit – jepit. Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda

Dengan demikian plat diasumsikan sebagai balok dengan panjang = 1, dan lebar = $ta + \frac{1}{2}ts + 200$ mm dan tinggi = ts

Kemudian dihitung beban qL , menggunakan persamaan, seperti berikut :

$$q = \frac{P_{\text{roda}}}{A}$$

Dimana:

P_{roda} = total muatan

A = luas penampang yang terbebani

Dalam hal ini A adalah ($2ta + ts + 500$ mm)

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{24} qLl^2$$

Dimana :

qL = total seluruh beban

l = jarak antar girder

- Pelat dibebani satu beban roda ditengah-tengah bentang (diasumsikan jepit-jepit). Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda.

Dengan demikian, asumsi struktur plat

diantara gelagar adalah sebagai balok dengan panjang = l dan lebar = b dan tinggi = ts Kemudian dihitung beban qL , menggunakan persamaan seperti berikut :

$$q = \frac{P_{roda}}{A}$$

Dimana:

P roda = total muatan

A = luas penampang yang terbebani

Dalam hal ini A adalah $(2ta + ts + 200 \text{ mm})$

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{24} q L l^2$$

Dimana :

qL = total seluruh beban

l = jarak antar girder

Dengan demikian, kombinasi momen :

$$M = (M_{\text{mati}} \times KuMS) + (M_{\text{hidup (maks)}} \times KuTP)$$

- Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)
 $M_u = \text{dari hasil } M \text{ kombinasi}$

$$p_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots \dots \quad 2.6.2.11$$

$$pb = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times fcf'}{fv} \left[\frac{600}{600+fv} \right] \quad \dots \quad 2.6.2.12$$

$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_b$ 2.6.2.13

Kontrol : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Jika ρ berada di antara ρ_{\min} dan ρ_{\max} , maka yang digunakan adalah ρ .

- Luas tulangan yang diperlukan (Ast) :

$$A_{st,perlu} = \rho \times b \times d$$

$$nt \text{ (jumlah tulangan)} = \frac{As \text{ perlu}}{luas tulangan lentur}$$

Kontrol : $M_n > M_n \text{ perlu}$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \text{ mm 2.6.2.14}$$

$$M_n = As \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ kNm..... 2.6.2.15}$$

- Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\emptyset \times nt) - (2 \times \text{decking})}{5} \text{ 2.6.2.16}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

- Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

Penulangan Pembagi = 20% x As pasang

2.6.3 Perencanaan Gelagar

Perencanaan awal gelagar sesuai dengn **BMS,BDM halaman 4-5**

Tabel 2. 12 Dimensi Gelagar Beton Bertulang

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Gelagar Beton Bertulang	$D \geq 165 + 0,06L$
Catatan : 1. Tinggi pelat menerus adalah 90% dari tinggi bentang sederhana diatas 1. D dan L dalam mm	

Dimana : L = panjang jembatan tiap bentang

Penentuan dimensi tinggi gelagar rencana yaitu :

D ≥ 165 + 0,06L..... 2.6.3.1

Untuk penentuan lebar bagian bawah gelagar untuk pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$t \leq 0,5 \times bw$ 2.6.3.2

Dimana :

t = tebal plat lantai

bw = lebar bagian bawah gelagam

Untuk me

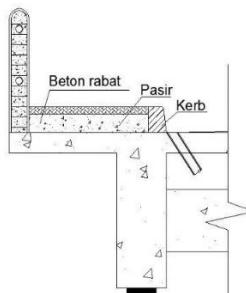
Untuk menentukan ICbar elektrik pada pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$b_E \leq 4 b_W$$

Dimana :

b_E = lebar efektif (lebar bagian atas gelagar)

bw = lebar bagian bawah gelagar



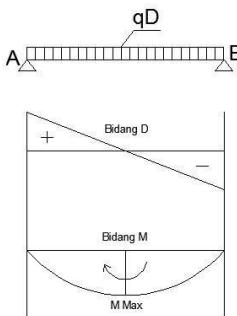
Gambar 2. 7 Permodelan gelagar tepi

- Beban yang terjadi pada gelagar tepi, yaitu:
 - Beban mati merata berasal dari:
 - berat sendiri gelagar = $b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$
 - q mati plat tepi trotoir = $(t_{\text{rabat}} \times l \times \gamma_{\text{beton}})$

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total maka:

$$qDL = (qD_{\text{total}}) T/m$$

Dari hasil qDL total di atas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja maksimum. Dan dari data tersebut dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :



Gambar 2. 8 Bidang D dan M girder

- Bidang D lapangan AB

Dimana :

R_{VA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Bidang M lapangan AB

M max = $\frac{1}{2} ql^2$ 2.6.3.4

Dimana :

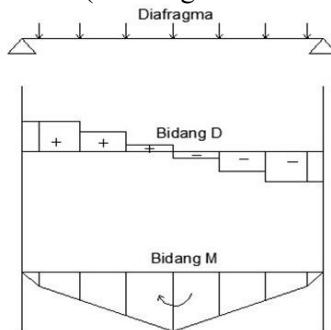
q = beban mati (qDL)

1 = jarak

- Beban mati terpusat (pD gelagar tepi)

- pD sandaran

- Diafragma = $\frac{1}{2} (s_{\text{diafragma}} \times t \times b \times \gamma_{\text{beton}})$



Gambar 2. 9 Bidang D dan M akibat beban diafragma

$$M \text{ maks akibat diafragma} = \frac{1}{4} P_l \quad \dots \dots \text{2.6.3.5}$$

Kombinasi M beban mati = M maks x 1,3..2.6.3.6

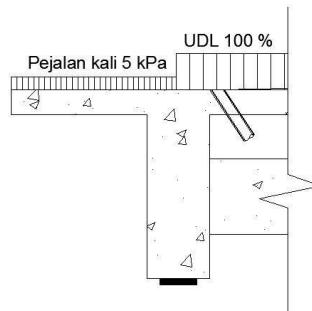
$$\text{Total } M \text{ mati} = (M \text{ maks beban merata} \times \text{KuMS}) + (M \text{ maks beban terpusat})$$

- Beban hidup pada gelagar tepi

Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur

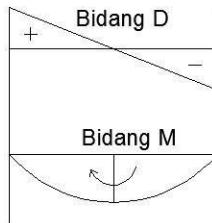
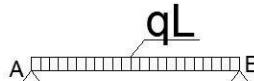
kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada **SNI T-02-2005 Standar Pembebaan Jembatan**, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada **SNI T-02-2005 Standar Pembebaan Jembatan**

100 % beban UDL, $q = 0,8 \text{ T/m}$ untuk $L < 30 \text{ m}$



Gambar 2. 10 Beban hidup gelagat tepi

- Beban hidup merata



Gambar 2. 11 Bidang D dan M akibat beban hidup merata gelagat tepi

- Pejalan kaki = (q pejalan kaki x 1) **2.6.3.7**
 - Beban UDL 100 % = (q UDL x 1) **2.6.3.8**
 - qL total = pejalan kaki + UDL **2.6.3.9**

Dari hasil beban di atas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut:

- Bidang D lap AB

D = Rv_A = q x 2.6.3.10

Dimana :

R_{VA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Bidang M lap AB

Dimana :

R_{vA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Beban hidup terpusat

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah "BGT". Beban garis (BGT) sebesar P kN/m ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. Berdasarkan **SNI 1725-2016 (Standar Pembebatan Jembatan)**.

- Beban BGT, $P = 4,9 \text{ T/m}$

$$\text{Beban KEL} = (P \text{ KEL} \times 1) \dots \dots \dots \text{2.6.3.12}$$

Dari hasil beban struktur diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

$$M \text{ maks akibat KEL} = P \times 1 \dots \dots \dots \text{2.6.3.13}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } M \text{ hidup} &= M \text{ maks beban merata} + \\ &\quad M_{\text{maks beban tepsat}} \end{aligned}$$

Kombinasi :

$$M = M \text{ mati total} + M \text{ hidup KuTP} \dots \dots \text{2.6.3.14}$$

b. Penulangan pada gelagar tepi

Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan**, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

$$1. M_n > M_u$$

$$2. \varnothing M_n > M_u$$

Dimana :

$$\varnothing = \text{faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan}$$

M_n = momen nominal dari penampang

M_u = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor \varnothing bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$Mn\ perl = \frac{Mu}{\phi} \text{ kNm} \quad \dots \quad 2.6.3.15$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$pb = \frac{\beta_{1x} x_{0.85} f_{c'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.3.16$$

Dimana :

Pb ≡ Kondisi berimbang

Fy = Mutu baja (MPa)

β_1 = faktor garis netral (0,85)

f_c' = mutu beton (MPa)

$\rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_b$ 2.6.3.17

Dimana

obj= dari hasil nilai hitungan di atas

$$p_{min} = \frac{1,4}{fv} \quad 2.6.3.18$$

Dimana : $f_y = \text{mutu baja (MPa)}$

b
Dimana:

Rn = Kuat rencana

Mn = momen nominal dari penampang
 \emptyset = 0,8
 b = Jarak antar girder
 d = tinggi bersih

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{fy}} \right) \quad \dots \quad 2.6.3.21$$

kontrol : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

- Luas tulangan yang diperlukan(Ast) = $\rho \times b \times d$

Dimana :

ρ = didapat dari hasil kontrol diatas

b = jarak antar gelagar as ke as

$d = \text{tebal efektif}$

$$nt = \frac{As}{\frac{1}{2}\pi d^2} \quad \dots \dots \dots \text{2.6.3.22}$$

Dari hasil nt akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$x = \frac{a}{0.8} \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.3.24$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol : Mn ada > Mn perlu

$$\text{Mn ada} = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.3.25$$

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu

Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

- Alur penulangan geser
 - Menentukan gaya lintang maksimum
 $V_u = V_{\text{bebani mati}} + V_{\text{bebani hidup}} + V_{\text{BGT}}$

$$V^* = \frac{V_u}{K_{CR}} \quad \dots \dots \dots \quad \text{2.6.3.26}$$
 - Menghitung batas kehancuran badan
 $V_{u\text{maks}} = 0,2 \times f_c' \times b \times d \quad \dots \dots \dots \quad \text{2.6.3.27}$
 - Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (V_{uc})

$$V_{uc} = \beta_1 x \beta_2 x \beta_3 x bw x balok x d x \left(\frac{Astxfc'}{bw balok x d} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\beta_1 = 1,4 \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1 \quad \dots \dots \text{2.6.3.29}$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d - b - \text{decking} - \frac{\text{Øtulangan pembagi}}{2} = 26330$$

$\Delta v = 2 \Delta s$ 2.6.3.31

- Kuat geser minimum
 $V_{u\min} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d)$ 2.6.3.34
 - Lakukan Kontrol
 $V_u \leq K_C^R \times V_{u\min}$ 2.6.3.35

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan, akan tetapi apabila :

$$Vu \geq K_C^R \times Vu_{\min} \quad \dots \dots \quad 2.6.3.36$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

- c. Beban yang terjadi pada gelagar tengah yaitu:

 - Beban mati merata (qD) berasal dari :
 - berat sendiri balok gelagar = $b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$
 - q mati pelat tengah = _____
 qD total = t/m

Dari hasil qDL total di atas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. maka dari hasil itu dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

- Bidang D Lap AB

Dimana:

Rv_A = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (**qD**)

x = jarak

- Bidang M Lap AB

Dimana :

q = beban mati (qD)

1 = jarak

- Beban mati terpusat

- Diafragma = (s diafragma x t x b x)

γbeton)2.6.3.39

- M maks akibat diafragma = $\frac{1}{4}$ pl **2.6.3.40**

Total Momen mati = M maks beban merata + momen beban tumpang 2.6.3.41

maks beban terpusat 2.6.3.41

- Beban Hidup Pada Gelagar Tengah :
Beban hidup adalah momen

Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan

jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan, sedangkan sisanya dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada **SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan**

100% beban UDL, $q = 0,8 \text{ T/m}^2$ untuk $L < 30 \text{ m}$

- Beban UDL 100% = (q UDL x l) **2.6.3.42**

- Beban hidup merata :

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

- Bidang D Lap AB

$$D = Rv_A - qx \quad \dots\dots 2.6.3.43$$

Dimana:

Rv = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qD)

x = jarak

- Bidang M Lap AB

$$M_{\text{maks}} = \frac{1}{2} q l_2 \dots \quad \boxed{2.6.3.44}$$

Dimana :

q = beban mati (qD)

1 = jarak

- Beban hidup terpusat :

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah "BGT". Beban garis (BGT)

sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

(berdasarkan *SNI 1725-2016*).

- Beban BGT, $P = 4,9 \text{ T/m}$
Beban BGT = (P BGT x 1) **2.6.3.45**

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan Momen (bidang M), sebagai berikut

M maks akibat KEL = P x l ...2.6.3.46

Total M hidup = M maks beban merata + M maks beban terpusat Kombinasi:

- d. Penulangan pada gelagar tengah

- Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1. Mn > Mu
 2. ØMn > M

Dimana :

\emptyset = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

Mn = momen nominal dari penampang

Mu = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor ϕ bermacam-macam tergantung pada perilaku

maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$Mn \text{ perl} = \frac{Mu}{\emptyset} \text{ kNm} \quad \dots \quad 2.6.3.48$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$pb = \frac{\beta_1 x_0,85 x_{fc'}}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \quad \dots \dots 2.6.3.49$$

Dimana :

ρ_b = Kondisi berimbang

f_y = Mutu baja (MPa)

β_1 = faktor garis netral (0,85)

f_c' = mutu beton (MPa)

$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$ 2.6.3.50

Dimana;

Pb = dari hasil nilai hitungan di atas

Dimana : $f_y = \text{mutu baja (MPa)}$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot x \cdot d} \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.3.53$$

Dimana :

Rn = Kuat Rencana

Mn = Momen nominal dari penampang

$$\begin{array}{ll} \emptyset & = 0,8 \\ b & = \text{Jarak antar girder} \\ d & = \text{Tinggi bersih} \end{array}$$

$$\rho = \frac{Kcrfy - \sqrt{(Kcrfy)^2 - 2,4Kcr\left(\frac{M^*}{bd^2}\right)\left(\frac{fc^2}{fc'}\right)}}{1,2Kcr\left(\frac{fy^2}{fc'}\right)}$$

..... 2.6.3.54

kontrol : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) = $\rho \times b \times d$
Dimana :

$\rho = \text{didam}$

$b = \text{jarak antar gelagar as ke as}$

d = tebal efektif

$$nt = \frac{As}{\frac{1}{4}\pi l^2} \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.3.55$$

Dari hasil nt maka akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85fc' \cdot b} \quad \dots \dots \dots \text{2.6.3.56}$$

$$x = \frac{a}{0,8}$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol : Mn ada > Mn perlu

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu
Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens. Sedangkan gelagan tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

- Alur penulangan geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$$V^* = \frac{Vu}{Kcr} \quad \dots \dots \text{2.6.3.58}$$

- Menghitung batas kehancuran badan

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (V_{uc})

$$V_{uc} = \beta_1 x \beta_2 x \beta_3 x bw x balok x d x \left(\frac{Astxfc}{bw balok x d} \right)^{\frac{1}{2}}$$

..... 2.6.3.60

$$\beta_1 = 1,4 \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

d – b – decking - Øtulangan pembagi -

Øtul. lentur

$$\mathbf{Av} = 2 \mathbf{As}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{fc'xbxd}$$

$$\text{Jarak sengkang, } s = \frac{Avx f y xd}{\frac{Vu}{\emptyset} Vc}$$

- Kuat geser minimum

$$V_{u\min} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d)$$

- Lakukan Kontrol

$$V_u \leq K_C^R \times V_{u\min}$$

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan, akan tetapi apabila:

$$V_u \geq K_C^R \times V_{u\min}$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

2.6.4 Perencanaan Diafragma

Perencanaan dimensi balok diafragma tidak ada pedoman pasti, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

Perlakuan balok diafragma dianggap jepit – jepit

- Beban yang terjadi, yaitu :
 - Beban mati merata :

$$\text{Beban sendiri Diafragma} = b \times h \times \gamma \text{ beton}$$
 - Kombinasi = (Momen mati x KuMS) + (Momen Hidup x KuTP)

2.6.5 Perencanaan Perletakan

2.6.5.1 Dasar Perencanaan

Berdasarkan pedoman yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat yang berjudul *Perancangan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan* perletakan jembatan merupakan salah satu komponen dalam struktur jembatan yang berfungsi sebagai media penyalur beban antara bangunan atas dan bangunan bawah. Oleh karena itu, perletakan harus dirancang untuk mengakomodasi perputaran dan dapat memberikan perpindahan tertentu. Perletakan yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah

perletakan bearing pad.

2.6.5.2 Perhitungan Perencanaan Bantalan Elastomer Berlapis

1. Luas area elastomer yang diperlukan

$$A \text{ Perlu} > \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{\sigma_S} \dots \text{2.6.5.2.1}$$

Dimana :

A	= luas keseluruhan (bonded)
P _{DL}	= beban mati rencan (N)
P _{LL}	= beban hidup rencan (N)
σS	= tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

2. Asumsikan dimensi-dimensi dalam perletakan elastomer berdasarkan perhitungan luas yang telah dihitung di no.1

3. Hitung shape factor / faktor bentuk

$$Ip = 2(L + W) \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.5.2.3$$

Dimana :

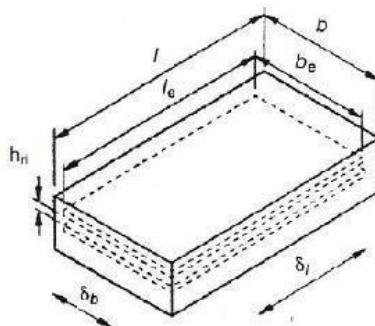
S = faktor bentuk

$$A = \text{luas keseluruhan} (\textit{bonded surface area}) \\ (\text{mm}^2)$$

Ip = keliling elastomer, termasuk lubang
(bonded surface perimeter)(mm)

h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm)

I = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2. 12 Bearing pad

Faktor bentuk S harus berada dalam batas berikut ini :

- Untuk bantal polos $1 < S < 4$
 - Untuk bantal tipe berlapis $1 < S < 12$

4.Cek tegangan izin

$$\sigma_S = \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{A} \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.5.2.4$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \quad \dots \dots \dots \text{2.6.5.2.5}$$

Dimana :

A = luas keseluruhan (bonded surface area)
(mm²)

P_{DI} = beban mati rencana (N)

P_{LL} = beban hidup rencana (N)

s_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

s_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (Mpa)

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dapat dicegah dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan berikut:

- $s_s = 7 \text{ Mpa}$ 2.6.5.2.6

• $s_s = 1,0 \text{ GS}$ 2.6.5.2.7

Keterangan :

G = modulus geser elastomer

S = faktor bentuk

σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

5.Cek deformasi geser

$h_{rt} = (\text{jumlah tebal lapisan internal} + \text{jumlah tebal cover})$

$h_{rt} \equiv 2\Delta s$ 2.6.5.2.8

Dimana :

h_{rt} = ketebalan total elastomer

Δs = deformasi geser rencana

6.cek rotasi

$$\sigma_s = 0,5G.S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right) \frac{\theta s.y}{n} \quad \dots \dots \dots \quad 2.6.5.2.9$$

Keterangan :

N = jumlah lapisan internal karet

G = modulus geser elastomer (Mpa)

$\theta_{s,x}$ = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)

S = faktor bentuk

hri = ketebalan lapisan internal (mm)

W = lebar dari bantalan elastomer
(tegak lurus terhadap sumbu)

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu) memanjang jembatan) (mm).

7.Cek stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3} \quad \dots \dots \dots \text{2.6.5.2.12}$$

h cover < 0,7 hri

keterangan :

H = tinggi dari bantalan elastomer

L = panjang dari bantalan elastomer
(sejajar dengan sumbu)

W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm).

hri = ketebalan lapisan internal (mm)

8. Menentukan tebal pelat

- Kondisi layan

- Kondisi lavan

Keterangan :

H_{rmax} = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

Hs = ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)

Fy = batas ulur pelat baja yang

	digunakan (Mpa)
FTH	= batas fatik (<i>constant amplitude fatigue threshold</i>) yang digunakan (Mpa)
ss	= tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)
sL	= tegangan rata-rata akibat beban hidup (Mpa)

2.7 Perencanaan Bangunan Bawah

Yang termasuk bangunan bawah jembatan adalah abutment, pondasi, dan pilar. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai :

2.7.1 Perencanaan Kepala Jembatan

Kepala jembatan (abutmen) merupakan suatu bangunan atau bagian dari konstruksi jembatan yang menerima beban dari bangunan atas dan tekanan tanah yang selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Tekanan tanah dapat berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal di bagian belakang abutmen dan besar tekanan dapat meningkat perlahan-lahan sampai mencapai harga tetap. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah adalah tekanan tanah yang mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif. Beban yang bekerja pada abutmen yaitu:

- Beban Vertikal
- Beban dari bangunan atas (tercantum pada perhitungan girder)
 - Beban Mati Merata
 1. Berat sendiri gelagar
 2. Berat trotoar
 3. Berat Kerb

- 4. Berat air hujan
 - 5. Berat pelat kendaraan
 - 6. Berat aspal+overlay
 - Beban Mati Terpusat
 - 1. Berat tiang sandaran
 - 2. Berat pipa sandaran
 - 3. Berat diafragma
 - Beban Hidup Merata
 - 1. Beban pejalan kaki
 - 2. Beban UDL
 - Beban Hidup Terpusat
 - 1. Beban KEL
 - Berat sendiri abutmen
 - Berat pelat injak
 - Berat tanah
 - Beban Horizontal
 - Tekanan tanah
 - Tekanan tanah aktif
 - Arah gaya dari tekanan tanah aktif adalah horizontal ke arah dalam jembatan, tepatnya tanah aktif berada di belakang abutmen sesuai dengan **SNI T-02 -2005 Standar Pembebahan Jembatan**

$$qa = \lambda x h^2 x Ka$$

$$Ta2 = \frac{1}{3} x q x b \quad 2.6.1.4$$

Dimana:

Ka = Koefisien tanah aktif

A = Sudut kemiringan dari urugan

At = berat volume tanah (1,83 t/m³)

\emptyset = sudut geser tanah

C = koefisien geser tanah

δ = rencana sudut geser tembok ($\frac{2}{3} \emptyset$)

■ Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif pada kepala jembatan direncanakan setinggi poer. Untuk menghitung tekanan tanah pasif digunakan cara yang sama dengan tekanan tanah aktif

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \dots \quad \text{2.6.1.5}$$

- Tekanan tanah akibat beban gempa (Tekanan tanah dimanik)

Jika diasumsikan abutmen sebagai tembok fleksibel (BMS BDC 1992 Lampiran A-21) maka sudut kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal (β)

$\delta = 2/3 \emptyset$ **2. 6.1.9**

$$\Delta \text{Kag} = \text{KaG} - \text{Ka} \quad \dots\dots \text{2. 6.1.11}$$

$$\Delta \text{ PG} = \frac{\gamma t H^2}{2} x \Delta K a G x H \quad \dots \dots \text{2. 6.1.12}$$

Dimana :

Kag = koefisien tekanan tanah aktif dinamik

ΔKag = tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

ΔPG = tekanan tanah dinamik

β = sudut geser tepi belakang tembok (0)

a = sudut kemiringan juragan (0,83)

δ = rencana sudut geser tembok

\emptyset = sudut geser tanah nominal

Dari analisis pembebanan di atas, maka selanjutnya akan dilanjutkan dengan analisis momen dan gaya.

- Beban rem

Analisis beban rem berdasarkan **SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan** maka gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuat sesuai dengan Pasal 8.2 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 berlaku untuk menghitung gaya rem.

- Gaya gempa bumi

Analisis beban gempa berdasarkan **SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa**, beban gempa direncanakan dengan metode beban horizontal statis ekivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutmen direncanakan 50% dari total beban.

- Beban angin

$$\text{Gaya angin (Tew)} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b (\text{KN}) \quad \dots \dots \dots \text{2.6.1.13}$$

$$A_b = L \times d \quad \dots \dots \dots \text{2.6.1.14}$$

Dimana:

A_b = Luas koef bagian samping jembatan

L = Panjang jembatan (m)

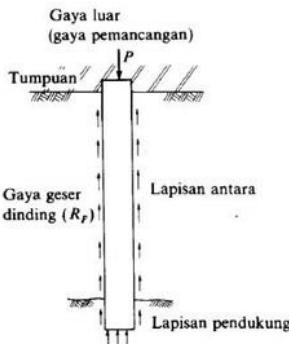
D = Tinggi samping jembatan yang terkena angin, dimana hal ini adalah jarak dari antar gelagar sampai tinggi truk (m)

Tabel 2. 13 Tabel Kecepatan Angin

Keadaaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

2.7.2 Perencanaan Pondasi

Pemilihan pondasi yang akan digunakan harus bersumber pada data hasil penyelidikan tanah . Untuk mengetahui hasil penyelidikan tanah maka data tanah dapat berupa data SPT maupun data tanah itu, guna mengetahui letak tanah keras. Setelah mengetahui letak tanah keras tersebut maka bisa dipilih tipe pondasi yang akan digunakan, untuk letak tanah keras yang lebih dari 10 meter maka dipilih jenis pondasi dalam sehingga beban dapat disalurkan ke tanah keras.



Gambar 2. 13 Daya Dukung Tiang Pancang

2.7.2.1 Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Untuk menentukan daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil data SPT, digunakan beberapa rumus sebagai berikut :

2.7.2.1.1 Gaya Geser Dinding Tiang

Penentuan gaya geser maksimum dinding tiang:

Keterangan :

$$U = \text{keliling tiang (m)}$$

$li = \text{tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran pada dinding tiang}$

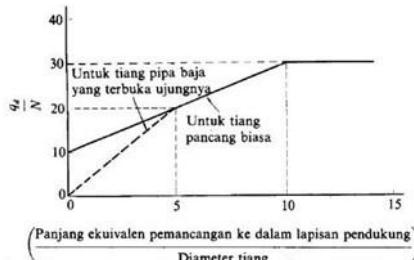
f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran

dinding tiang (ton/m²)

2.7.2.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Setelah menentukan diameter tiang dan mendapatkan panjang penetrasi, maka qd/N dapat dicari menggunakan grafik di bawah ini

6.4 Daya Dukung Yang Dijinkan



Gambar 2. 14 Diagram Perhitungan dan Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah Pondasi pada Ujung Tiang

Setelah qD/N dapat diketahui maka besarnya qd dapat ditentukan dengan formulasi berikut:

N
Keterangan :

qd = Daya dukung terpusat tiang (ton)

N = Harga N untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

Daya dukung ujung tiang panjang dapat digunakan rumus sebagai berikut :

Rt = qd x A 2.6.2.1.2.2

Dimana : A = Luas ujung tiang (m^2)

2.7.2.1.3 Daya Dukung Ultimate Tiang

Dimana :

Ru = Daya dukung ultimate tanah pondasi
(ton)

Rf = Gaya geser dinding tiang (ton)

Rp = Daya dukung terpusat tiang

2.7.2.1.4 Daya Dukung Ijin Tiang (Ra)

Keterangan :

Ra = Daya dukung ijin tiang

W_p = Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

SF = Faktor keamanan

2.7.2.1.5 Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y^{-0,5} \quad \dots \underline{\underline{2.6.2.1.5.1}}$$

2.7.2.1.6 Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (Ha)

Keterangan :

Ha = Daya dukung mendatar yang diijinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

Y = Besarnya pergeseran normal (cm)

2.7.2.1.7 Pondasi Tiang Pancang Grub

Untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar dari tiang tunggal, digunakan tiang grup untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar sesuai yang dibutuhkan berdasarkan rumus di bawah ini :

QL (grup) = QL (1 tiang) x n x Ce**2.6.2.1.7.1**

Keterangan :

N = Jumlah tiang

Ce = Efisiensi dalam tiang grup

Beberapa perumusan untuk menghitung nilai efisiensi

Qkel = Q ijin 1 tiang x efisiensi**2.6.2.1.7.2**

Untuk menghitung nilai efisiensi dapat menggunakan rumus dari metode Converce — Lebarre :

$$\Pi = 1 - [\arct(\frac{D}{S}) \times (m-1) \times n + (n-1) \times m] \dots 2, 6, 2, 1, 7, 3$$

Keterangan :

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang pancang dalam 1 baris

Beban yang bekerja dalam 1 tiang pancang

$$P_i = \frac{v}{n} + \frac{M_x Y_{max}}{\sum v_1^2} + \frac{M_y X_{max}}{\sum x_1^2} \leq$$

Q ijin 1 tjiang dalam 1 kelompok

2.6.2.1.7.4

Keterangan :

Nx = Jumlah tiang pancang pada arah x

Nx = Jumlah tiang pancang pada arah x
 Ny = Jumlah tiang pancang pada arah y

$X_{\text{max}} = \text{Jarak as tiang pancang terhadap sumbu}$

y_{max} = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu
v

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu x.

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

2.7.2.1.8 Daya Dukung Tiang Miring

Bila suatu tiang pancang menerima gaya lateral diatas 1000 bs, maka penggunaan tiang pancang miring lebih ekonomis (Teg, Wayne C. 1980). Untuk menghitung besar daya dukung tiang miring dapat menggunakan rumus dari metode Culman

1. Menentukan resultan gaya R menjadi komponen gaya vertikal dan horizontal yang terjadi pada abutmen
 2. Asumsikan semua tiang dalam kelompok menahan gaya vertikal dengan rumus :

Keterangan :

n = Jumlah tiang dalam kelompok

ex = Eksentrisitas antara V terhadap titik berat abutment

x = Jarak antara tiang terhadap titik berat tiang

3. Setiap tiang diasumsikan sebagai tiang individu yang menahan gaya aksial R dan yang menahan gaya vertikal yang nilainya ditentukan dari 2 langkah diatas

Dimana :

θ = Sudut antara bidang vertikal terhadap kemiringan tiang

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III **METODOLOGI**

3.1 Uraian

Proses perencanaan yang terstruktur dan sistematis diperlukan untuk menghasilkan suatu karya yang efektif dan efisien. Pada jembatan biasanya dirancang menurut trase lintasan tertentu yang diperoleh berdasarkan kesatuan pertimbangan kehandalan alinyemen, stabilitas struktur, kemudahan pelaksanaan, pemeliharaan dan pertimbangan ekonomi. Persoalan awal yang dihadapi dalam perencanaan jembatan adalah penetapan panjang, bentang efektif, posisi pangkal dan pilar jembatan, arah lintasan, kebebasan ruang, dan penurunan pondasi. Faktor-faktor ini dipengaruhi oleh kondisi topografi, kekuatan dasar tanah, karakteristik perlintasan, dan kondisi lingkungan pada lokasi perencanaan. Sehingga diperlukan survey yang memadai sesuai dengan faktor-faktor yang dipertimbangkan tersebut.

3.2 Pengumpulan Data

Data–data yang diperlukan dalam perencanaan ulang Jembatan Kali Lanang ini adalah sebagai berikut

1. Data gambar jembatan, meliputi :
 - Potongan memanjang
 - Potongan melintang
 - Penampang sungai
2. Data penyelidikan tanah
3. Data topografi

3.3 Studi Literatur

Studi Literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui apa saja yang dibutuhkan untuk merencanakan suatu jembatan. Buku–buku referensi sangat diperlukan dalam pembuatan laporan proyek akhir

ini, karena dengan itu kita dapat dengan mudah menambahkan informasi lebih banyak tentang perencanaan jembatan dari para penulis yang telah banyak pengalaman dalam dunia teknik sipil khususnya dunia proyek. Selain itu,buku–buku tersebut dapat digunakan sebagai acuan dalam perencanaan pembangunan jembatan ini.

Dalam perencanaan jembatan, tentunya diperlukan peraturan-peraturan yang mengatur tentang perencanaan jembatan, misalnya BMS'92 (*Bridge Management System*), BDM (*Bridge Desain Manual*), RSNI dan lain lain. Dengan buku peraturan tersebut, kita dapat merencanakan ulang jembatan sesuai peraturan yang telah ditetapkan didalamnya.

3.4 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan teknik perencanaan jembatan *SNI 1725-2016* Beban-beban meliputi:

1. Pada pelat lantai kendaraan:
 - Beban tetap meliputi:
 - Berat sendiri pelat
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat tiang sandaran dan pipa railing; Beban lalu lintas adalah beban truk “T”
 - Beban hidup adalah beban pejalan kaki.
2. Pada balok memanjang
 - Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal.
 - Beban lalu lintas, meliputi :

- Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki.
3. Pada balok melintang
- Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri balok melintang
 - Berat dari balok memanjang
 - Beban pelat lantai
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat, tiang sandaran dan pipa railing.
 - Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban truk “T”
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki.

3.5 Merencanakan Bangunan Atas

Dalam perencanaan bangunan atas jembatan ini, menggunakan peraturan yang telah ditetapkan oleh BDM – 1992 (*Bridge Desain Manual*) dan BMS – 1992 (*Bridge Management System*) sebagai acuan dalam perencanaan bangunan atas jembatan.

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur. Dalam proses analisa struktur menggunakan analisa perhitungan yang bersumber dari peraturan yang masih berlaku. Langkah-langkah dalam analisa struktur antara lain :

1. Menetapkan mutu bahan yang akan digunakan.
2. Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur
3. Perhitungan pelat lantai kendaraan dan kombinasi kestabilan pelat

4. Mendefinisikan dimensi balok memanjang dan melintang yang akan digunakan
5. Mendefinisikan kombinasi pembebanan

Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka dikombinasi tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor lagi. Kombinasi pembebanan terdiri dari:

- Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
- Kombinasi beban sementara akibat angin
- Kombinasi beban sementara akibat gempa

6. Memodelkan struktur sesuai gambar rencana yang telah dibuat
7. Menginput beban-beban yang bekerja
8. Menjalankan proses analisa struktur
9. Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja. Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
 - Momen
 - Geser
 - Aksial atau gaya normal
10. Analisa joint reaction untuk perhitungan perletakan dan desain pondasi abutment
11. Desain perletakan dan pondasi abutment

Pada perletakan, joint reaction yang digunakan adalah gaya vertikal dari reaksi perletakan struktur yang telah dimodelkan.

Pada desain pondasi abutment, gaya-gaya yang bekerja antara lain :

- Gaya vertikal dari reaksi perletakan
- Beban sendiri abutment dan pier
- Beban tekanan tanah aktif

3.6 Merencanakan Bangunan Bawah

Bangunan bawah jembatan meliputi bangunan kepala jembatan sampai pada pondasi. Pada perencanaan Jembatan Kali Lanang kali ini, meliputi :

1. Perencanaan abutment, meliputi :
 - Perencanaan dimensi abutment
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada abutment
 - Perencanaan tulangan abutment
2. Perencanaan pondasi *spun pile*, meliputi:
 - Perencanaan daya dukung tanah
 - Perencanaan kebutuhan *spun pile* dan konfigurasi *spun pile*
3. Perencanaan pier meliputi :
 - Perencanaan dimensi pier
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada pier
 - Perencanaan tulangan pier
 - Kontrol geser pons.

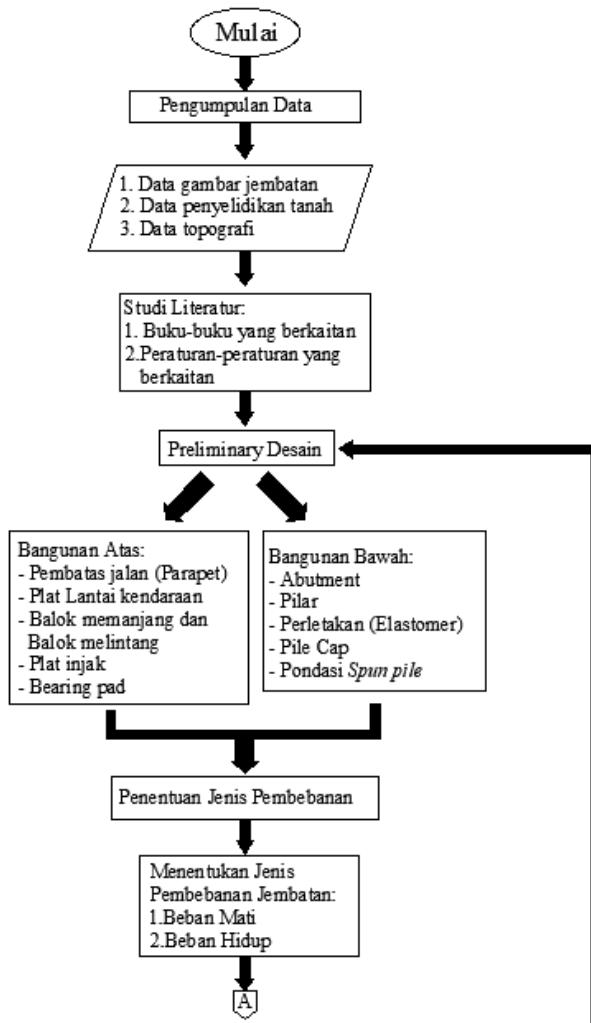
3.7

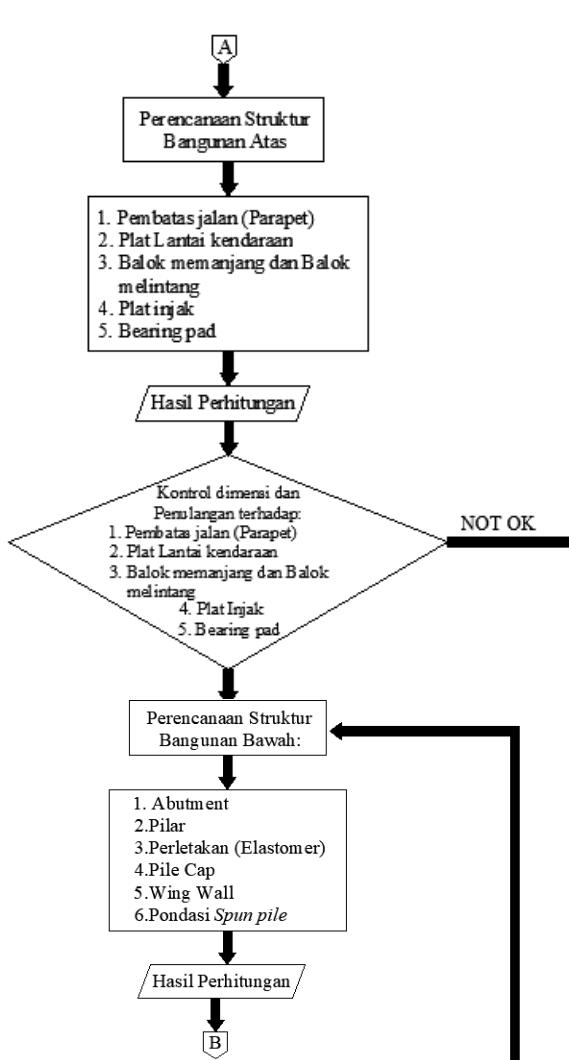
Penggambaran Hasil Rencana

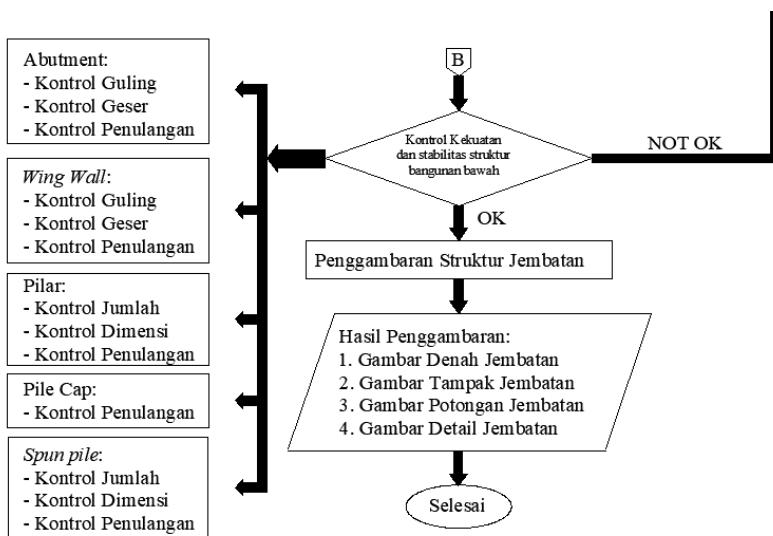
Hasil penggambaran rencana yang dilakukan berupa :

1. Gambar denah jembatan
2. Gambar tampak jembatan
3. Gambar potongan
4. Gambar detail

3.8 Bagan Alir Metodologi







Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi

BAB IV

PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

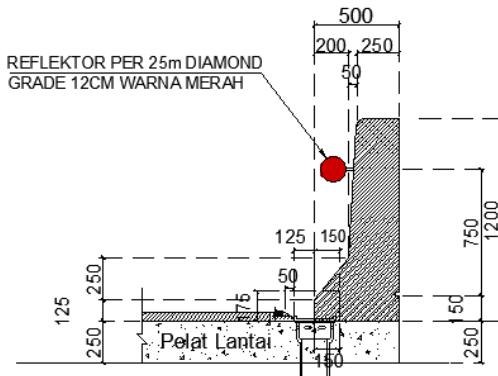
4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder

4.1.1 Perencanaan Parapet

Parapet adalah salah satu bangunan pelengkap yang ada di konstruksi bangunan atas jembatan. Parapet dipasang pada sisi kiri dan sisi kanan jembatan agar pengguna jalan lebih nyaman.

4.1.1.1 Preliminary Desain Dimensi Parapet

Sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Kali Lanang berada pada Tol Krian – Legundi – Bunder - Manyar ruas Krian – Legundi – Bunder sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.



Gambar 4. 1 Dimensi Ukuran

Berikut adalah dimensi parapet yang direncanakan :

H = 1,2 m

$$b_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,25 \text{ m}$$

4.1.1.2 Analisis Pembebaan Parapet

Pada perencanaan parapet pembebaan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri parapet) dan beban hidup parapet.

- Beban Mati

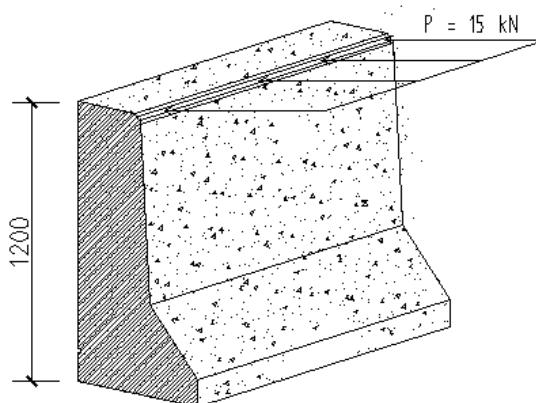
Total luas parapet = $0,3891 \text{ m}^2$ (didapatkan dari perhitungan otomatis menggunakan AutoCAD)

$$\begin{aligned}\text{Beban mati parapet} &= \text{volume} \cdot \text{BJ} \cdot \text{KuMS} \\ &= 0,3891 \cdot 25 \cdot 1,3 \\ &= 12,65 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Beban Hidup

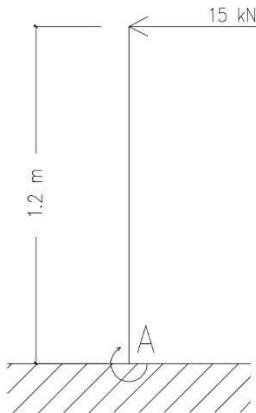
Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan, sebagaimana fungsi kerb, sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya menggunakan beban hidup kerb sebesar 15 kN/m.

4.1.1.3 Perhitungan Gaya Dalam



Gambar 4. 2 Beban pada Parapet

q Parapet



Gambar 4. 3 Pembebanan pada Parapet

$$\begin{aligned}\sum M_A &= 0 \\ +M_A - 15 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m} &= 0 \\ M_A &= 15 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m} \\ M_A &= 18 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$V_A = 15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}Mu &= M_A \cdot KuTP \\ &= 18 \cdot 1,8 \\ &= 32,4 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vu &= V_A \cdot KuTP \\ &= 15 \cdot 1,8 \\ &= 27 \text{ kN m}\end{aligned}$$

4.1.1.4 Perhitungan Penulangan Parapet

Data

Mutu Beton	$f_{c'} = 25 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 390 \text{ MPa}$
Selimut Beton	$d' = 40 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 120 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Diameter Tulangan Lentur D	$D = 13 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Bagi D	$D = 8 \text{ mm}$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{32,4 \text{ kN m}}{0,8} = 40,5 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{40,5 \times 10^6}{1000 \cdot (120)^2} = 2,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,028 = 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,35} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,35 \cdot 2,81}{390}} \right) \\
 &= 0,0078
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 < 0,0078 < 0,0211 \\
 \text{Maka diambil } \rho = 0,0078
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0022 \cdot 1000 \cdot 120 \\
 &= 931,78 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D13

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \cdot 1000}{931,78} \\
 &= 142,38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 – 120
(As = 1106,102 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \cdot As \\ &= 50\% \cdot 931,78 \\ &= 465,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

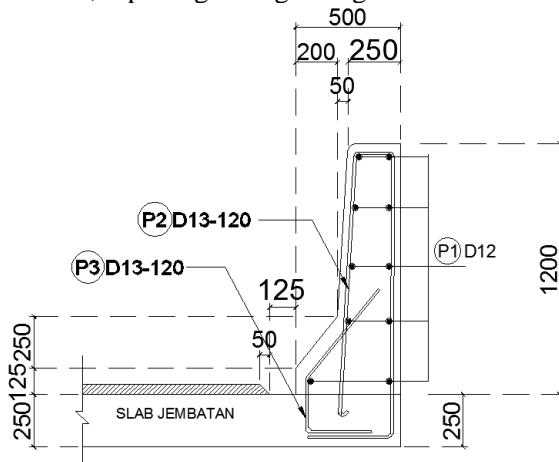
Direncanakan Tulangan Bagi $\varnothing 8$

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 \\ &= 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{465,89}{113,04} = 4,12 \approx 5$$

Maka, dipasang tulangan bagi 5 D 12

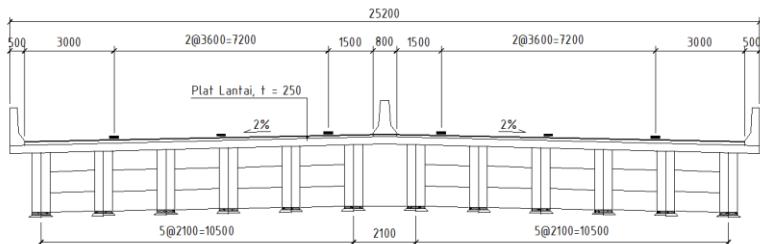


Gambar 4. 4 Penulangan Parapet

4.2 Perencanaan Bangunan Utama

4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{min} yang memenuhi ketentuan pada **R SNI T-12-2004 pasal 5.5.2** mengenai tebal minimum plat. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka harus dilakukan kontrol geser pons terhadap ketebalan pelat akibat pembebangan roda truck (PTT).



Gambar 4. 5 Potongan Melintang Plat Lantai Jembatan

4.2.1.1 Preliminary Desain Dimensi Plat Lantai Jembatan

Plat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua ketentuan:

$$t_s \geq 200 \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5.2)}$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5.3)}$$

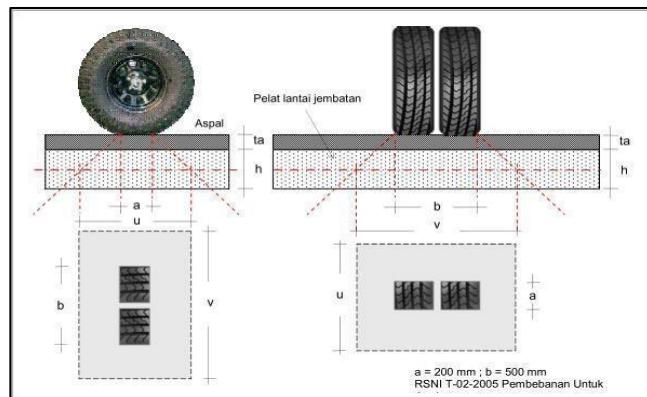
$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm}$$

$$ts \geq 100 + 0,04 l$$

$$ts \geq 100 + 0,04 \cdot 2100$$

$$ts \geq 184 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan setebal 250 mm



Gambar 4. 6 Geser Pons

Kontrol Geser Pons

$$ts = 250 \text{ mm}$$

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

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

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

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$P_{TT} = 112,5 \text{ kN}$$

$$KuTT = 1,8$$

$$DLA = 0,3$$

Dimana,

$$u = a + (2 \cdot ta) + ts$$

$$= 200 \text{ mm} + (2 \cdot 100 \text{ mm}) + 250 \text{ mm}$$

$$= 650 \text{ mm}$$

$$v = b + (2 \cdot ta) + ts$$

$$= 500 \text{ mm} + (2 \cdot 100 \text{ mm}) + 250 \text{ mm}$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$b' = (2 \cdot u) + (2 \cdot v)$$

$$= (2 \cdot 650 \text{ mm}) + (2 \cdot 950 \text{ mm})$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \cdot d \\
 &= 3200 \text{ mm} \cdot (250 \text{ mm} - 30 \text{ mm}) \\
 &= 704000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \cdot \text{PTT} \cdot \text{KuTT} \\
 &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal plat lantai terhadap geser tanpa tulangan :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f c'} \cdot b' \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3200 \cdot 220 \\
 &= 586666,67 \text{ kN} \\
 &= 587 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \Phi \cdot V_c \\
 &= 0,7 \cdot 586,7 \text{ kN} \\
 &= 410,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc}
 V_u & > & P_{\text{truck}} \\
 410,67 \text{ kN} & > & 263,25 \text{ kN}
 \end{array}$$

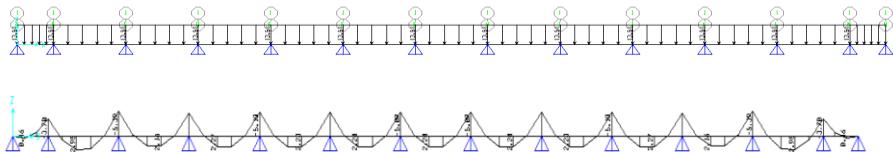
4.2.1.2 Analisis Pembebanan

- Plat Lantai Jembatan

Pada Plat lantai jembatan pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat lapisan aspal, dan berat genangan air hujan), serta beban hidup roda truck “T”

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Lantai Jembatan

Jenis Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0,25	1	25	1,3	8,125
Beban aspal (Wearing Course)	0,1	1	22	2	4,4
Genangan air hujan	0,05	1	9,8	2	0,98
					q ult 13,505



Gambar 4. 7 Momen yang terjadi pada SAP 2000

4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati yaitu :

$$M \text{ Tumpuan} = 5,3873 \text{ kN.m}$$

$$M \text{ Lapangan} = 2,8438 \text{ kN.m}$$

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ akibat T} &= (1 + DLA) \times P_{TT} \times K_u T \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \text{ kN} \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

M Tumpuan akibat beban truck

$$\begin{aligned}
 M \text{ Tumpuan} &= 5/32 \cdot P_{TT} \cdot S \\
 &= 5/32 \cdot 263,25 \text{ kN} \cdot 2,1 \text{ m} \\
 &= 86,378 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

M Lapangan akibat beban truck

$$\begin{aligned}
 M \text{ Lapangan} &= 9/64 \cdot P_{TT} \cdot S \\
 &= 9/64 \cdot 263,25 \cdot 2,1 \text{ m} \\
 &= 77,741 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai

- Tulangan Tumpuan

Mutu Beton	f_c'	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	f_y	= 400 MPa
Tebal Pelat	t_s	= 250 mm
Selimut Beton	d'	= 30 mm
Tebal Efektif	d	= 220 mm
Lebar yang ditinjau	b	= 1000 mm
Faktor Reduksi Lentur	Φ	= 0,8
Diameter Tulangan Lentur	D	= 19 mm
Diameter Tulangan Bagi	D	= 16 mm
$M_u = MD + ML$		
	= 5,3873 + 86,378	
	= 91,765 kN	

Faktor distribusi tegangan beton,

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

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{91,765 \text{ kN m}}{0,8} = 114,706 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{114,706 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 2,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0271 \\ \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0271 = 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 2,37}{400}} \right) \\ &= 0,0063\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0063 < 0,0203 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0063\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan utama yang diperlukan :} \\ As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0063 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 1385,62 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1385,62} \\ &= 204,519 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200
(As = 1416,93 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \cdot As \\ &= 50\% \cdot 1385,62 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi Ø 16

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16– 250
(As = 803,84 mm²)

- Tulangan Lapangan

Mutu Beton	$f_c' = 25 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Tebal Pelat	$t_s = 250 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 220 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Diameter Tulangan Lentur	$D = 19 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Bagi	$D = 16 \text{ mm}$
$M_u = M_d + M_L$	
	$= 2,8438 + 77,741$
	$= 80,584 \text{ kN}$

Faktor distribusi tegangan beton,

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

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{80,584 \text{ kN m}}{0,8} = 100,73 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{100,73 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 2,08 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0271 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0271 = 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 2,08}{400}} \right) \\ &= 0,0055\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0055 < 0,0203\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0055$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0055 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 1210 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1210} \\ &= 234,202 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200
 $(A_s = 1416,93 \text{ mm}^2)$

- Tulangan Bagi

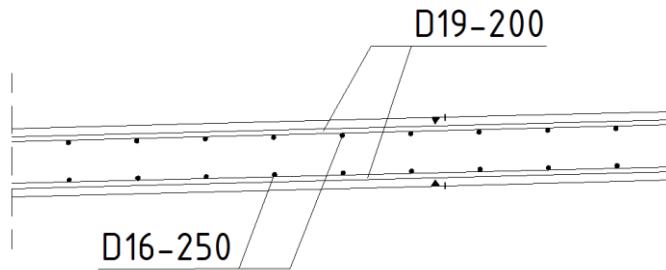
Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1210 \\ &= 605 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi $\varnothing 16$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

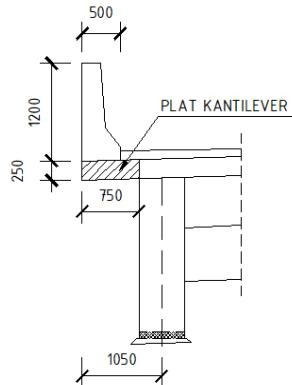
Maka dipasang tulangan utama D16– 250
 $(A_s = 803,84 \text{ mm}^2)$



Gambar 4. 8 Penulangan pada Plat Lantai Jembatan (Arah Melintang)

4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever

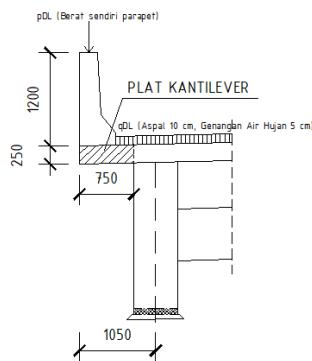
Perencanaan plat kantilever harus mempunyai tebal minimum t_{min} yang memenuhi ketentuan dalam **RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2** mengenai tebal minimum plat lantai kendaraan.



Gambar 4. 9 Potongan Melintang Plat Kantilever

4.2.2.1 Analisis Pembebanan Pada Plat Kantilever

Pada plat kantilever pembebanan yang bekerja yaitu berat sendiri plat, berat genangan air hujan, berat lapisan aspal, dan berat sendiri parapet.



Gambar 4. 10 Pembebanan pada Plat Kantilever

- Dimensi plat kantilever :

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

$$\text{Panjang plat kantilever} = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal + overlay} = 0,10 \text{ m}$$

■ Beban mati merata

Berat sendiri plat kantilever

$$q_s = L_{\text{kantilever}} \times t_s \times W_c$$

$$= 0,75 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 4,6875 \text{ kN/m}$$

Berat genangan air hujan

$$q_{\text{air}} = L_{\text{kantilever}} \times t_h \times W_h$$

$$= 0,75 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3$$

$$= 0,375 \text{ kN/m}$$

Berat aspal + overlay

$$q_{\text{aspal}} = L_{\text{kantilever}} \times t_a \times W_a$$

$$= 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,65 \text{ kN/m}$$

Total beban mati merata

$$q_{\text{total}} = q_s + q_{\text{air}} + q_{\text{aspal}}$$

$$= 4,6875 \text{ kN/m} + 0,125 \text{ kN/m} + 1,65 \text{ kN/m}$$

$$= 6,7125 \text{ kN/m}$$

■ Beban mati terpusat

Sesuai dengan perhitungan volume dan berat parapet pada bab 4.1.1.2, maka didapat berat volume parapet = 0,389 m³.

$$\text{Volume parapet per m} = 0,389 \text{ m}^3$$

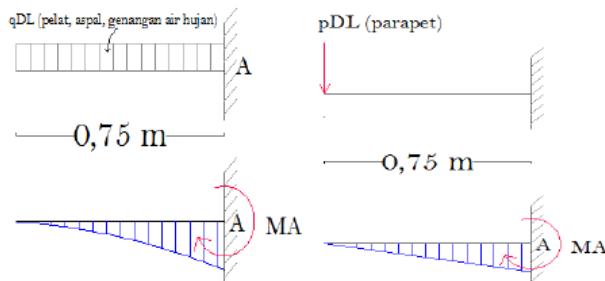
$$\text{Berat parapet} = 0,389 \text{ m}^3 \times W_c$$

$$= 0,389 \text{ m}^3 \times 25 \text{ N/m}^3$$

$$= 9,73 \text{ kN}$$

4.2.2.2 Perhitungan Gaya Dalam Plat Kantilever

- Analisa gaya dalam plat kantilever



- Momen akibat beban mati merata :

$$\begin{aligned}
 MA &= q_{DL} \times L_{kantilever} \times 0,5 L \\
 &= 6,7125 \text{ kN/m} \times 0,75 \text{ m} \times 0,375 \text{ m} \\
 &= 1,8879 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA_{\text{ultimit}} &= MA \times Ku \\
 &= 1,8879 \text{ kN.m} \times 1,3 \\
 &= 2,4543 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Momen akibat beban mati terpusat :

$$\begin{aligned}
 MA &= P_{DL} \times L_{kantilever} \\
 &= 9,73 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m} \\
 &= 7,298 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA_{\text{ultimit}} &= MA \times Ku \\
 &= 7,298 \text{ kN.m} \times 1,3 \\
 &= 9,4874 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Total momen ultimit pada plat kantilever :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{total}} &= MA_{\text{ultimit}} (P_{DL}) + MA_{\text{ultimit}} (q_{DL}) \\
 &= 9,4874 \text{ kN.m} + 2,4543 \text{ kN.m} \\
 &= 11,9417 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever

- Tulangan Utama

Mutu Beton	$f_{c'} = 25 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Tebal Pelat	$t_s = 250 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 220 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Diameter Tulangan Lentur	$D = 19 \text{ mm}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{ } f_{c'} < 30 \text{ MPa})$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{11,942 \text{ kN m}}{0,8} = 14,928 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{14,928 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 0,308 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0271 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0271 = 0,0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,308}{400}} \right) \\ &= 0,0008\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0008 < 0,0203 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0035\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 770 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{770} \\ &= 368,032 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200
(As = 1416,93 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

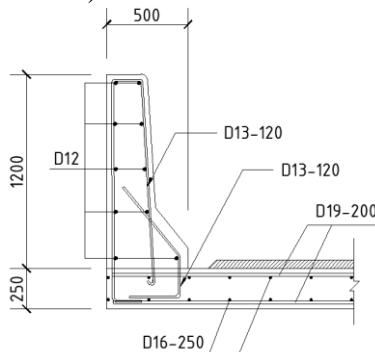
$$\begin{aligned} As' &= 50\% \cdot As \\ &= 50\% \cdot 770 \\ &= 385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi $\varnothing 16$

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{385} \\ &= 521,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16– 250
($As = 803,84 \text{ mm}^2$)



Gambar 4. 11 Penulangan Plat Kantilever

4.2.3 Perencanaan Balok Tengah

4.2.3.1 Perencanaan Balok Tengah Bentang 23M

4.2.4.2.0 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan ***RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1***

- Menentukan dimensi balok

→ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L \right)$$

$$a. \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 23000\text{mm} = 1916,7$$

$$b. \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 23000\text{mm} = 1533,3$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan
= 1700 mm (**OK**)

→ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{3}h \right)$$

$$a. \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1700\text{mm} = 1133,3$$

$$b. \frac{1}{3}h = \frac{1}{3} \times 1700\text{mm} = 566,67$$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan
= 600 mm (**OK**)

4.2.4.2.1 Analisis Pembebanan Girder Tengah

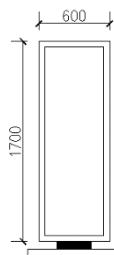
Data

Bentang Jembatan	$L = 23000 \text{ mm}$
Tinggi Girder	$h = 1700 \text{ mm}$
Lebar Girder	$bw = 600 \text{ mm}$
Decking Beton	$d' = 50 \text{ mm}$
Lebar Efektif	$d = 1650 \text{ mm}$
Spasi Girder	$s = 2100 \text{ mm}$
Mutu Beton	$f_c' = 25$
Tulangan Utama	$f_y = 400$
Tulangan Sengkang	$f_y = 280$

Beban Mati

- Beban Mati Merata

a. Berat Balok Girder



Gambar 4. 12 Penampang Balok Girder

$$\begin{aligned} \text{Berat Girder} &= h \text{ girder} \times bw \times \text{BJ Beton} \\ &= 1,7 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 25,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai

$$\begin{aligned} q \text{ Plat} &= ts \times (s-bw) \times \text{BJ Beton} \\ &= 0,25\text{m} \times 1,5\text{m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Aspal

$$\begin{aligned} q \text{ Aspal} &= ta \times (s-bw) \times \text{BJ Aspal} \\ &= 0,1\text{m} \times 1,5\text{m} \times 2,2 \text{ kN/m} \\ &= 3,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ DL} &= 25,5 \text{ kN/m} + 9,375 \text{ kN/m} + 3,3 \text{ kN/m} \\ &= 38,175 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qu \text{ DL} &= 38,175 \text{ kN/m} \times 1,3 \\ &= 49,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- **Beban Mati Terpusat**

$$\begin{aligned} P \text{ diafragma} &= h \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \\ &\quad \times (s-bw) \times BJ \text{ Beton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ diafragma} &= 0,7m \times 0,3m \times 1,5m \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 7,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pu \text{ diafragma} &= P \text{ diafragma} \times KU \\ &= 7,875 \text{ kN} \times 1,3 \\ &= 10,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Hidup

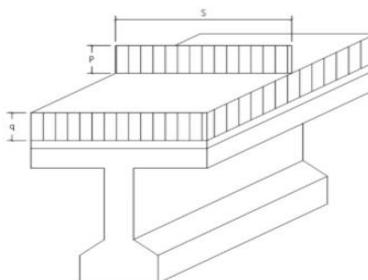
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan SNI 1725-2016 Pasal 8.3, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT = P mempunyai intensitas:

$$P = 49 \text{ kN/m}^2 .$$



Gambar 4. 13 Beban Lajur Girder Tengah

- Beban Hidup Merata
 - a. Beban Air Hujan

$$q_{\text{hujan}} = 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$$

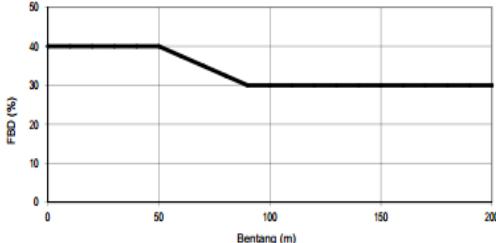
$$= 0,412 \text{ kN/m}$$
 - b. Beban BTR

$$q_{\text{BTR}} = \text{BTR} \times S$$

$$q_{\text{BTR}} = 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m}$$

$$= 18,9 \text{ kN/m}$$
- Total beban = $0,412 \text{ kN/m} + 18,9 \text{ kN/m}$
 $= 19,312 \text{ kN/ms}$
- Beban Hidup Terpusat
 - a. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m
 Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



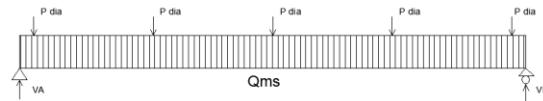
Bentang (m)	FBD (%)
0 - 50	40
50 - 200	30
- Gambar 4. 14 Faktor Beban Dinamis untuk BGT untuk pembebanan lajur "BGT"
- $\text{DLA} = 0,4$
 $P_{\text{BGT}} = P \times S \times (1 + \text{DLA})$
 $= 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times (1 + 0,4)$
 $= 144,06 \text{ kN}$
- b. P Truck

$\text{DLA} = 0,3$ (SNI 1725-2016)
 $\text{KuTT} = 1,8$ (SNI 1725-2016)

$$\begin{aligned}
 Tu &= 112,5 \text{ kN} \text{ (SNI 1725-2016)} \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times Tu \times \text{KuTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.4.2.2 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok
- Akibat beban mati**



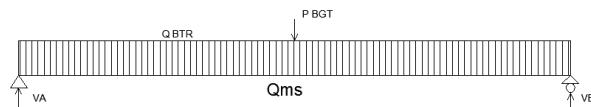
Gambar 4. 15 Permodelan Beban Mati Girder Tengah Bentang 23M

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \cdot q_{\text{DL}} \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 38,18 \text{ kN/m} \cdot 23 \text{ m} \\
 &= 439,013 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \cdot n \cdot \text{diafragma.pDL} \\
 &= 0,5 \cdot 5 \cdot 7,88 \text{ kN} \\
 &= 19,6875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 439,013 \text{ kN} + 19,69 \text{ kN} \\
 &= 458,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 16 Permodelan Beban Hidup Girder Tengah Bentang 23M

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terbagi rata, } V_A &= 0,5 \cdot qLL \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 19,3 \text{ kN/ms. } 23\text{m} \\
 &= 222,083 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban garis terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot pLL \\
 &= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN} \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 222,08 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN} \\
 &= 294,113 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (Pd \cdot 2,2m) - (qDL \cdot 1/8L \cdot 1,45m) \\
 &= (458,7 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 2,2 \text{ m}) - \\
 &\quad (38,18 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 &= 1131,07 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/8L) \\
 &= 458,7 \text{ kN} - 7,88 \text{ kN} - (38,18 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 341,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (Pd \cdot 5,1m) - (qDL \cdot 1/4L \cdot 2,9m) \\
 &= (458,7 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 5,1 \text{ m}) - \\
 &\quad (38,18 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 1960,79 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/4L) \\
 &= 458,7 \text{ kN} - 7,88 \text{ kN} - (38,18 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 231,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (Pd. 7,9m) - (Pd. 2,5m) - \\
 &\quad (qDL \cdot 3/8L \cdot 4,3m) \\
 &= (458,7 \text{ kN} \cdot 8,6\text{m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 7,9\text{m}) - (7,88 \\
 &\quad \text{kN} \cdot 2,5\text{m}) - (38,18 \text{ kN} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 4,3 \text{ m}) \\
 &= 2458,57 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 3/8L) \\
 &= 458,7 \text{ kN} - (2 \cdot 7,88 \text{ kN}) - (38,18 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 8,6\text{m}) \\
 &= 113,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (Pd. 10,8m) - (Pd. 5,8m) - \\
 &\quad (qDL \cdot 1/2L \cdot 5,75m) \\
 &= (458,7 \text{ kN} \cdot 11,5\text{m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 10,8\text{m}) - \\
 &\quad (7,88 \text{ kN} \cdot 5,8\text{m}) - (38,18 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 11,5\text{m} \cdot 5,75\text{m}) \\
 &= 4507,76 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 1/2L) \\
 &= 458,7 \text{ kN} - (2 \cdot 7,88 \text{ kN}) - (38,18 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 11,5\text{m}) \\
 &= 3,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (qLL \cdot 1/8L \cdot 1,45m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 1,45 \text{ m}) \\
 &= 765,07 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/8L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 238,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (qLL \cdot 1/4L \cdot 2,9m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 2,9 \text{ m}) \\
 &= 1369,13 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/4L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 183,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (qLL \cdot 3/8L \cdot 4,3m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 8,6 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 4,3 \text{ m}) \\
 &= 1820,51 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 3/8L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 8,6 \text{ m}) \\
 &= 127,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (qLL \cdot 1/2L \cdot 5,75m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 11,5 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 11,5 \\
 &\quad \text{m} \cdot 5,75 \text{ m}) \\
 &= 3060,28 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/2L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 11,5 \text{ m}) \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 1142,30 + 2 \cdot 765,07 \\ &= 3015,126 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 341,1 + 2 \cdot 238,59 \\ &= 920,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 1960,79 + 2 \cdot 1369,13 \\ &= 5287,295 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 231,3 + 2 \cdot 183,07 \\ &= 666,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 2458,57 + 2 \cdot 1820,51 \\ &= 6837,162 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 113,7 + 2 \cdot 127,55 \\ &= 402,8995 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 1/2 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 4507,76 + 2 \cdot 3060,28 \\ &= 11980,65 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 3,9 + 2 \cdot 72,03 \\ &= 147,716 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$Tu = P_{\text{truck}}$$

$$\begin{aligned} &= (1 + DLA) \cdot Tu \cdot KuTT \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mt &= Tu \cdot (0,5 \cdot S) \\ &= 263,25 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2,1 \text{ m}) \\ &= 276,41 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.4.2.0 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tengah

➤ Penulangan Balok Pada 1/8 Bentang

- Tulangan Lentur

$$Mu = 3015,13 \text{ kN m}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3015,13 \text{ kN m}}{0,8} = 3768,91 \text{ kN m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{3768,91 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 2,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{\beta 1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,03$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 2,31}{400}} \right) \\ &= 0,006\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0061 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0061\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0061 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 6059,54 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{6059,537}{490,625} = 13 \text{ D 25}$$

Maka dipasang tulangan lentur 13 D 25

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \cdot 13 \\ &= 6378,125 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$6059,537 < 6378,125 (\text{OK})$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ a &= \frac{6378,125 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 200,10 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 200,10 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{200,10}{2}\right) \\ &= 3954312439 \text{ N mm}\end{aligned}$$

$\text{Mn perlu} < \text{Mn pasang}$

$$3768907118 < 3954312439 (\text{OK})$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}\text{As} &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 3465 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{490,625} = 8 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 8 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 920578,54 \text{ N} \\ fc' &= 25 \text{ MPa} \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Vu}{\Phi_v} - Vc \\ &= \frac{920578,54}{0,75} - 825000 \\ &= 402438,05 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\ &= 330000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $920578,54 > 309375$ (**NOT OK**)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 920578,54 > 618750$ (**NOT OK**)
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $618750 < 920578,54 > 866250$ (**NOT OK**)
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 < 920578,54 < 1856250$ (**OK**)
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 > 920578,54 < 3093750$ (**NOT OK**)

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{402438,05}$$

$$= 225,463 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\emptyset 12 - 100\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2.50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2.50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 68000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

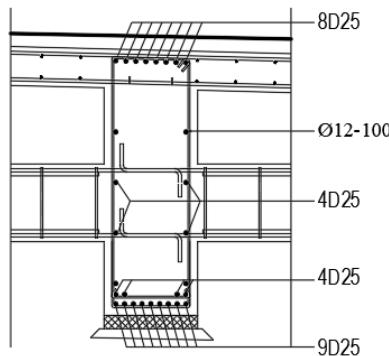
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D25



Gambar 4. 17 Penulangan Balok Tengah Pada 1/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/4 Bentang**
- Tulangan Lentur

Mu	= 5287,29 kN m
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5287,29 \text{ kN m}}{0,8} = 6609,12 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{6609,12 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 4,046 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ = 0,03$$

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

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \\ = 0,75 \cdot 0,03 = 0,02$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 4,025}{400}} \right) \\ = 0,011$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,011 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,011$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,011 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 11208,073 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{11208,073}{803,84} = 14 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 14 D 32

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 14 \\ &= 11253,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\ 11208,1 &< 11253,76 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{11253,76 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 353,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 353,06 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{353,06}{2} \right) \\ &= 6632833041 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\text{Mn perlu} < \text{Mn pasang}$$

$$6609118659 < 6632833041 (\text{OK})$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail,
maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}\text{As} &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 3465 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}\text{As} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{803,84} = 5 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 32

- Tulangan Geser

V _u	= 666857,775 N
f _{c'}	= 25 MPa
f _y	= 240 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ _v	= 0,75

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{666857,775}{0,75} - 825000 \\
 &= 64143,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1650}{3} = 330000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $666857,78 > 309375 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 666857,78 > 618750 \quad (\text{NOT OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $618750 < 666857,78 < 866250 \quad (\text{OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 > 666857,78 < 1856250 \quad (\text{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 > 666857,78 < 3093750 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{64143,7} \\
 &= 1395,74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\emptyset 12 - 200\text{mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,75 \\
 h &= 1700 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 1650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1700 \cdot 600 \\
 &= 1020000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1700 + 600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\emptyset \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 680000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

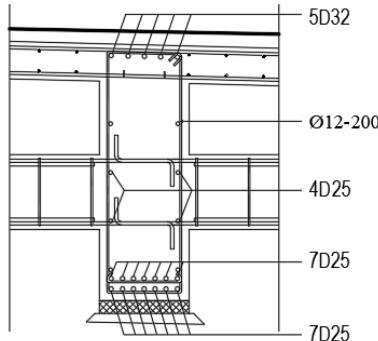
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter
D25

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 18 Penulangan Balok Tengah Pada 1/4 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 3/8 Bentang
- Tulangan Lentur**

M_u	= 6837,16 kN m
$f_{c'}$	= 25 MPa
f_y	= 400 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{6837,16 \text{ kN m}}{0,8} = 8546,45 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{8546,45 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 5,232 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 5,2}{400}} \right) \\ &= 0,015\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,015 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,015\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,015 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 15123,61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{15123,6}{803,84} = 19 \text{ D } 36$$

Maka dipasang tulangan lentur 19 D 36

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \cdot 19 \\ &= 15123,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 15123,6 &< 15273 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{15272,96 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 479,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25,479,15 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{479,15}{2} \right) \\
 &= 8616540692 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

Mn perlu < Mn pasang
 $8546452580 < 8616540692$ (OK)

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 3465 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{803,84} = 5 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 32

- Tulangan Geser

V _u	= 402899,513 N
f _{c'}	= 25 MPa
f _y	= 240 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ_v	= 0,75

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 825000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs = \frac{Vu}{\phi v} - Vc \\
 &= \frac{402899,51}{0,75} - 825000 \\
 &= -287800,65 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs \min &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\
 &= 330000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc$
 $402899,51 > 309375$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc$
 $309375 < 402899,51 < 618750$ **(OK)**
3. $\phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot (Vc + Vs\min)$
 $618750 > 402899,51 < 866250$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (Vc + Vs\min) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 > 402899,51 < 1856250$ **(NOT OK)**

$$5. \quad \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$$

$$1856250 > 402899,51 < 3093750 (\text{NOT OK})$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} Av &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{330000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250mm

- Tulangan Torsi

Fc'	= 25Mpa
Fy	= 240Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm

$$Tn = \frac{Tu}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1700 \cdot 600 \\
 &= 1020000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1700 + 600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\emptyset \times \sqrt{f_{c'}}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 276413000 &= \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)
 \end{aligned}$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 800000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 4200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 800000 \\
 &= 680000
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

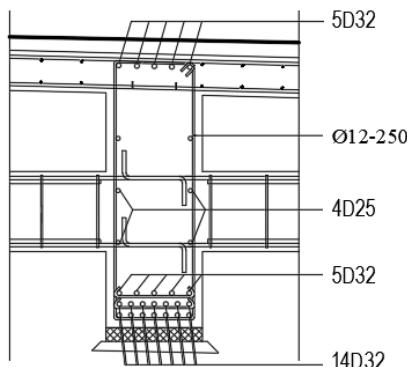
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 19 Penulangan Balok Tengah Pada 3/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/2 Bentang**
- Tulangan Lentur

$$\text{Mu} = 11980,65 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{11980,65 \text{ kN m}}{0,8} = 14975,8 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{14975,8 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 9,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 9,17}{400}} \right) \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,034 > 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,02032\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,02032 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 20117,12 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D50

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 50^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{20117,1}{1962,5} = 10,25 \text{ D 50}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 17 D 50

$$\begin{aligned}As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 \cdot 17 \\ &= 33362,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\ 20117,1 &< 33362,5 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{33362,5 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 1046,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 1046,67 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{1046,7}{2} \right) \\
 &= 15035366667 \text{ N mm} \\
 \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\
 14975812847 &< 15035366667 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail,
maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 3465 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{803,84} = 5 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 32

- Tulangan Geser

Vu	= 149178,75 N
fc'	= 25 MPa
fy	= 240 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ_v	= 0,75

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 825000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs = \frac{Vu}{\phi v} - Vc \\
 &= \frac{149178,75}{0,75} - 825000 \\
 &= -626095 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs \min &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\
 &= 330000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc$
 $149178,75 < 309375$ (OK)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc$
 $309375 < 149178,75 < 618750$ (NOT OK)
3. $\phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot (Vc + Vs\min)$
 $618750 < 149178,75 < 866250$ (NOT OK)
4. $\phi \cdot (Vc + Vs\min) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 < 149178,75 < 1856250$ (NOT OK)

$$5. \quad \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1856250 > 149178,75 < 3093750 (\text{NOT OK})$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{330000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250mm

- Tulangan Torsi

F _{c'}	= 25Mpa
F _y	= 240Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm

$$Tn = \frac{Tu}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} Acp &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pcp &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\emptyset \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 680000 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

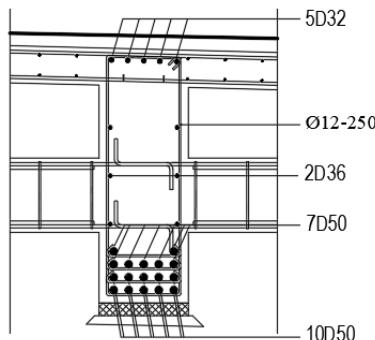
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1707,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1707,254}{1007,36} = 2$$

Maka dipasang tulangan torsi 2 D 36



Gambar 4. 20 Penulangan Balok Tengah Pada 1/2 Bentang

4.2.3.1.2 Kontrol Lendutan Pada Balok Tengah

Bentang yang ditinjau $L = 23 \text{ m} = 2300 \text{ cm}$
 $E = 23500 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1700^3 \\ &= 2,46 \times 10^{11} \end{aligned}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2300}{800} = 2,875 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q_{\text{BTR}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{\text{BTR}} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{5 \cdot 19,3 \cdot 23000^4}{384 \cdot 23500 \cdot 2,46 \times 10^{11}} + \frac{1 \cdot 263250 \cdot 23000^3}{48 \cdot 23500 \cdot 2,46 \times 10^{11}} \\ &= 12,19 + 11,6 \\ &= 23,75 \text{ mm} \\ &= 2,37 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{\text{BGT} + \text{BTR}} &< \Delta_{\text{ijin}} \\ 2,37 &< 2,875 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.2.3.2 Perencanaan Balok Tengah Bentang 15,5M

4.2.3.2.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan **RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1**

- Menentukan dimensi balok

→ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L \right)$$

$$a. \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 15500\text{mm} = 1291,7$$

$$b. \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 15500\text{mm} = 1033,33$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan
= 1200 mm (**OK**)

→ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{3}h \right)$$

$$a. \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1200\text{mm} = 800$$

$$b. \frac{1}{3}h = \frac{1}{3} \times 1200\text{mm} = 400$$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan
= 600 mm (**OK**)

4.2.3.2.2 Analisis Pembebaan Girder Tengah

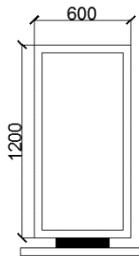
Data

Bentang Jembatan	L	= 15500 mm
Tinggi Girder	h	= 1200 mm
Lebar Girder	bw	= 600 mm
Decking Beton	d'	= 50 mm
Lebar Efektif	d	= 1150 mm
Spasi Girder	s	= 2100 mm
Mutu Beton	f _{c'}	= 25
Tulangan Utama	f _y	= 400
Tulangan Sengkang	f _y	= 280

Beban Mati

- **Beban Mati Merata**

a. Berat Balok Girder



Gambar 4. 21 Penampang Balok Girder

$$\begin{aligned}\text{Berat Girder} &= h \text{ girder} \times bw \times BJ \text{ Beton} \\ &= 1,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 18 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai

$$\begin{aligned}q \text{ Plat} &= ts \times (s-bw) \times BJ \text{ Beton} \\ &= 0,25\text{m} \times 1,5\text{m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 9,375 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

c. Beban Aspal

$$\begin{aligned}q \text{ Aspal} &= ta \times (s-bw) \times BJ \text{ Aspal} \\ &= 0,1\text{m} \times 1,5\text{m} \times 2,2 \text{ kN/m} \\ &= 3,3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ DL} &= 18 \text{ kN/m} + 9,375 \text{ kN/m} + 3,3 \text{ kN/m} \\ &= 30,675 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u \text{ DL} &= 30,675 \text{ kN/m} \times 1,3 \\ &= 39,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned} P \text{ diafragma} &= h \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \\ &\quad \times (s-bw) \times BJ \text{ Beton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ diafragma} &= 0,5\text{m} \times 0,3\text{m} \times 1,5\text{m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 5,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ diafragma} &= P \text{ diafragma} \times KU \\ &= 5,63 \text{ kN} \times 1,3 \\ &= 7,313 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Hidup

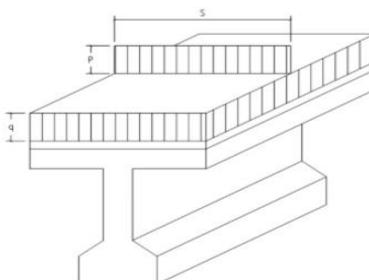
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan SNI 1725-2016 Pasal 8.3, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT = P mempunyai intensitas:

$$P = 49 \text{ kN/m}^2 .$$



Gambar 4. 22 Beban Lajur Girder Tengah

- Beban Hidup Merata
 - a. Beban Air Hujan

$$q_{\text{hujan}} = 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$$

$$= 0,412 \text{ kN/m}$$
 - b. Beban BTR

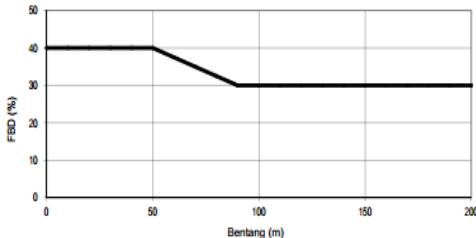
$$q_{\text{BTR}} = \text{BTR} \times S$$

$$q_{\text{BTR}} = 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m}$$

$$= 18,9 \text{ kN/m}$$

Total beban = $0,412 \text{ kN/m} + 18,9 \text{ kN/m}$
 $= 19,312 \text{ kN/ms}$
- Beban Hidup Terpusat
 - a. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m
 Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



Bentang (m)	FBD (%)
0 - 50	40
50 - 75	40
75 - 200	30

Gambar 4. 23 Faktor Beban Dinamis untuk BGT untuk pembebanan lajur "BGT"

$$\text{DLA} = 0,4$$

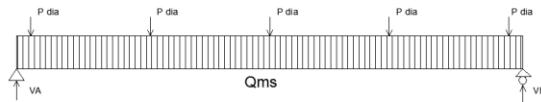
$$\begin{aligned} \text{P BGT} &= \text{P} \times S \times (1 + \text{DLA}) \\ &= 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times (1 + 0,4) \\ &= 144,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. P Truck
 - DLA = 0,3 (SNI 1725-2016)
 - KuTT = 1,8 (SNI 1725-2016)

$$\begin{aligned}
 Tu &= 112,5 \text{ kN} \text{ (SNI 1725-2016)} \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times Tu \times \text{KuTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.3.2.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok
- Akibat beban mati**



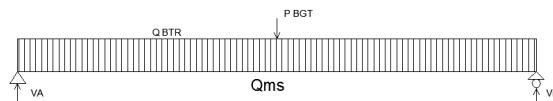
Gambar 4. 24 Permodelan Beban Mati Girder Tengah Bentang 15,5M

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \cdot q_{\text{DL}} \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 30,675 \text{ kN/m} \cdot 15,5 \text{ m} \\
 &= 237,731 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \cdot n \cdot \text{diafragma.pDL} \\
 &= 0,5 \cdot 5 \cdot 5,64 \text{ kN} \\
 &= 14,063 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 237,731 \text{ kN} + 14,063 \text{ kN} \\
 &= 251,794 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 25 Permodelan Beban Hidup Girder Tengah Bentang 15,5 M

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terbagi rata, } V_A &= 0,5 \cdot qLL \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 19,312 \text{ kN/ms. } 15,5\text{m} \\
 &= 149,665 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban garis terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot pLL \\
 &= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN} \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 149,665 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN} \\
 &= 221,695 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (Pd \cdot 1,2m) - (qDL \cdot 1/8L \cdot 0,97m) \\
 &= (251,794 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 1,2\text{m}) - \\
 &\quad (30,7 \text{ kN} \cdot 1,94 \text{ m} \cdot 0,97 \text{ m}) \\
 &= 423,52 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/8L) \\
 &= 251,794 \text{ kN} - 5,63 \text{ kN} - (30,7 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m}) \\
 &= 186,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (Pd \cdot 3,2 \text{ m}) - (qDL \cdot 1/4L \cdot 1,94\text{m}) \\
 &= (251,794 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m}) - \\
 &\quad (30,7 \text{ kN} \cdot 3,88 \text{ m} \cdot 1,94 \text{ m}) \\
 &= 727,40 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/4L) \\
 &= 251,794 \text{ kN} - 5,63 \text{ kN} - (30,7 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= 127,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (Pd. 5,1 m) - (Pd. 1,6 m) - \\
 &\quad (qDL \cdot 3/8L \cdot 2,9 m) \\
 &= (251,794 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 5,1 \text{ m}) - \\
 &\quad (5,63 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ m}) - (30,7 \text{ kN} \cdot 5,81 \text{ m} \cdot 2,9 \\
 &\quad \text{m}) \\
 &= 907,68 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 3/8L) \\
 &= 251,794 \text{ kN} - (2 \cdot 5,63 \text{ kN}) - (30,7 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 5,8 \text{ m}) \\
 &= 62,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (Pd. 7 \text{ m}) - (Pd. 3,5 \text{ m}) - \\
 &\quad (qDL \cdot 1/2L \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= (251,794 \text{ kN} \cdot 7,8 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 7 \text{ m}) - \\
 &\quad (5,63 \text{ kN} \cdot 3,5 \text{ m}) - (30,7 \text{ kN} \cdot 7,75 \text{ m} \cdot 3,9 \\
 &\quad \text{m}) \\
 &= 971,13 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 1/2L) \\
 &= 251,794 \text{ kN} - (2 \cdot 5,63 \text{ kN}) - (30,7 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 7,8 \text{ m}) \\
 &= 2,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (qLL \cdot 1/8L \cdot 0,97 \text{ m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 1,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 0,97 \text{ m}) \\
 &= 393,29 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/8L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 1,9 \text{ m}) \\
 &= 184,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (qLL \cdot 1/4L \cdot 2,9\text{m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 1,94 \text{ m}) \\
 &= 714,08 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/4L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= 146,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (qLL \cdot 3/8L \cdot 4,3\text{m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 2,91 \text{ m}) \\
 &= 962,38 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 3/8L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 109,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (qLL \cdot 1/2L \cdot 5,75\text{m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 7,8 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 7,8 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 3,88 \text{ m}) \\
 &= 1138,18 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/2L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 7,8 \text{ m}) \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 423,52 + 2 \cdot 393,29 \\ &= 1337,156 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 186,7 + 2 \cdot 184,28 \\ &= 611,314 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 727,40 + 2 \cdot 714,08 \\ &= 2373,778 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 127,3 + 2 \cdot 146,86 \\ &= 459,219 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 907,68 + 2 \cdot 962,38 \\ &= 3104,747 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 62,2 + 2 \cdot 109,45 \\ &= 299,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 1/2 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 971,13 + 2 \cdot 1138,18 \\ &= 3538,838 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\ &= 1,3 \cdot 2,8 + 2 \cdot 72,03 \\ &= 147,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$T_u = P_{truck}$

$$\begin{aligned} &= (1 + DLA) \cdot T_u \cdot K_u TT \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\ &= 263,25 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2,1 \text{ m}) \\ &= 276,41 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.3.2.1 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tengah

➢ Penulangan Balok Pada 1/8 Bentang

- Tulangan Lentur

$$M_u = 1337,16 \text{ kN m}$$

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

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

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1337,16 \text{ kN m}}{0,8} = 1671,45 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1671,45 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 2,11}{400}} \right) \\ &= 0,0056\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0055 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0056\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0056 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 3834,09 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3834,09}{490,625} = 8 \text{ D 25}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 8 D 25

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \cdot 8 \\ &= 3925 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang
 As perlu < As pasang
 3834,09 < 3925 (OK)

Kontrol Kemampuan Penampang

$$a = \frac{As \text{ pasang} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$a = \frac{3925 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600}$$

$$= 123,14 \text{ mm}$$

$$Mn = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 123,14 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{123,14}{2} \right)$$

$$= 1708837255 \text{ N mm}$$

Mn perlu < Mn pasang
 1671445139 < 1708837255 (OK)

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$As = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150$$

$$= 2415 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 490,625 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{490,625} = 5 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 25

- **Tulangan Geser**

$$V_u = 611314,07 \text{ N}$$

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

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{611314,07}{0,75} - 575000 \\ &= 240085,43 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \min} &= \frac{b w \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\ &= 230000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $611314,07 > 215625$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 611314,07 > 431250$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $431250 < 611314,07 > 603750$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $603750 < 611314,07 < 1293750$ **(OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $1293750 > 611314,07 < 2156250$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{240085,43} \\ &= 259,90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\emptyset 12 - 100\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

F_c'	= 25Mpa
F_y	= 240Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$T_n = \frac{T_u}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{\emptyset \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 276413000 &= \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right) \end{aligned}$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\
 &= 0,85 \cdot 550000 \\
 &= 467500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,985428 \times 1000 = 985,4278 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{985,428}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

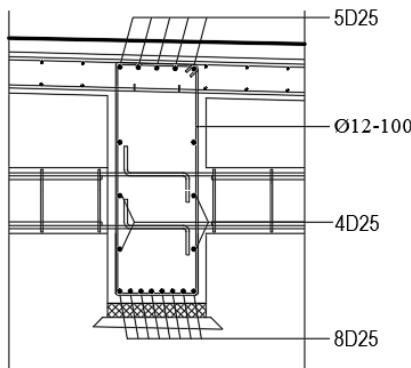
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 3,85$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D25



Gambar 4. 26 Penulangan Balok Tengah Pada 1/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/4 Bentang**
- Tulangan Lentur

$$Mu = 2373,78 \text{ kN m}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{2373,78 \text{ kN m}}{0,8} = 2967,22 \text{ kN m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{2967,22 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 3,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 3,74}{400}} \right) \\ &= 0,01036\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,01036 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,01036\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,01036 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 7174,28 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{7174,28}{803,84} = 9 \text{ D 32}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 9 D 32

$$\begin{aligned}
 As_{\text{pasang}} &= As_{\text{tulangan}} \cdot n \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 9 \\
 &= 7234,56 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}
 As_{\text{perlu}} &< As_{\text{pasang}} \\
 7174,28 &< 7234,56 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As_{\text{pasang}} \cdot f_y}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{7234,56 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\
 &= 226,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 226,97 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{226,97}{2}\right) \\
 &= 2999496920 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{\text{perlu}} &< Mn_{\text{pasang}} \\
 2967222442 &< 2999496920 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 2415 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2415}{803,84} = 4 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 4 D 32

- **Tulangan Geser**

$$Vu = 459218,963 \text{ N}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 240 \text{ MPa}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Vu}{\Phi_v} - Vc \\ &= \frac{459218,963}{0,75} - 575000 \\ &= 37291,95 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs \text{ min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\ &= 230000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $459218,963 > 215625 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 459218,963 > 431250 \quad (\text{NOT OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $431250 < 459218,963 < 603750 \quad (\text{OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $603750 > 459218,963 < 1293750 \quad (\text{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $1293750 > 459218,963 < 2156250 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{37291,95} \\ &= 1673,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\text{Ø}12 - 200\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

F_c'	= 25Mpa
F_y	= 240Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 550000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ao &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 550000 \\
 &= 467500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,98543 \times 1000 = 985,48 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{985,48}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

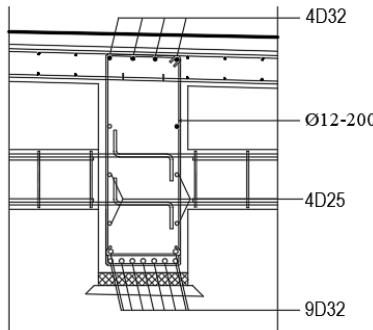
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 27 Penulangan Balok Tengah Pada 1/4 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 3/8 Bentang**

- **Tulangan Lentur**

$$Mu = 3104,75 \text{ kN m}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3104,75 \text{ kN m}}{0,8} = 3880,93 \text{ kN m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{3880,93 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 4,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,03 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 4,89}{400}} \right) \\
 &= 0,014
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0035 &< 0,014 < 0,02 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,014
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,014 \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 9727,51 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{9727,51}{803,84} = 13 D 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 13 D 32

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 13 \\ &= 10449,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\ 9727,51 &< 10449,9 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{10449,9 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 327,84 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 327,84 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{327,84}{2}\right) \\ &= 4121781534 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &< Mn \text{ pasang} \\ 3880933473 &< 4121781534 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 2415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2415}{803,84} = 4 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 4 D 32

- **Tulangan Geser**

$$\begin{aligned} Vu &= 299811,356 \text{ N} \\ fc' &= 25 \text{ MPa} \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \\ \Phi v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Vu}{\phi v} - Vc \\ &= \frac{299811,356}{0,75} - 575000 \\ &= -175251,53 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $299811,36 > 215625 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 299811,36 < 431250 \quad (\text{OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 > 299811,36 < 603750 \quad (\text{NOT OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 > 299811,36 < 1293750 \quad (\text{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 299811,36 < 2156250 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{230000} \\ = 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\varnothing 12 - 250\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

Fc'	= 25Mpa
Fy	= 240Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$Acp = h \cdot b \\ = 1200 \cdot 600 \\ = 720000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 2 \cdot (h + b) \\ = 2 \cdot (1200 + 600) \\ = 3600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 550000 \\ &= 467500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,98543 \times 1000 = 985,48 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{985,48}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

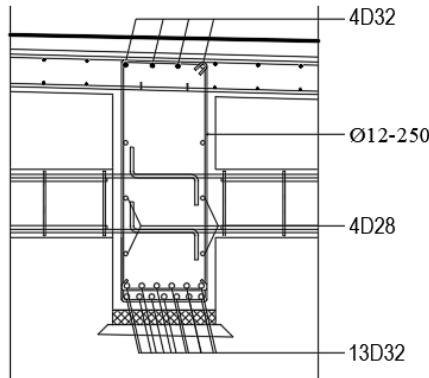
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D28

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 28^2 \\
 &= 615,44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{615,44} = 3,07$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 28



Gambar 4. 28 Penulangan Balok Tengah Pada 3/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/2 Bentang**
- Tulangan Lentur

M_u	= 3538,84 kN m
$f_{c'}$	= 25 MPa
f_y	= 400 MPa
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3538,84 \text{ kN m}}{0,8} = 4423,55 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4423,55 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 5,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 5,57}{400}} \right) \\ &= 0,0165\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,0165 > 0,02\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0165$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0165 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 11384,1732 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{11384,17}{1017,36} = 12 \text{ D } 36 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 12 D 36

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \cdot 12 \\ &= 12208,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 11384,17 &< 12208,3 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{12208,3 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 383,01 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 383,01 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{383,01}{2} \right) \\ &= 4680654951 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 4385689559 &< 4680654951 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 2415 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D36

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\
 &= 1017,36 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{1017,36} = 3 \text{ D 36}$$

Maka dipasang tulangan lentur 3 D 36

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1447716,25 \text{ N} \\
 fc' &= 25 \text{ MPa} \\
 fy &= 240 \text{ MPa} \\
 h &= 1200 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 1150 \text{ mm} \\
 \Phi v &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 575000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{1447716,25}{0,75} - 575000 \\
 &= -378045 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $1447716,25 < 215625 \quad (\textbf{OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 1447716,25 < 431250 \quad (\textbf{NOT OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 < 1447716,25 < 603750 \quad (\textbf{NOT OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 < 1447716,25 < 1293750 \quad (\textbf{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 1447716,25 < 2156250 \quad (\textbf{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi

untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{230000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250mm

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ MPa} \\ F_y &= 240 \text{ MPa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1200 + 600) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\emptyset \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 276413000 &= \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right) \\
 276413000 &> 45000000
 \end{aligned}$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 550000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 550000 \\
 &= 467500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 0,98543 \times 1000 = 985,48 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{985,48}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

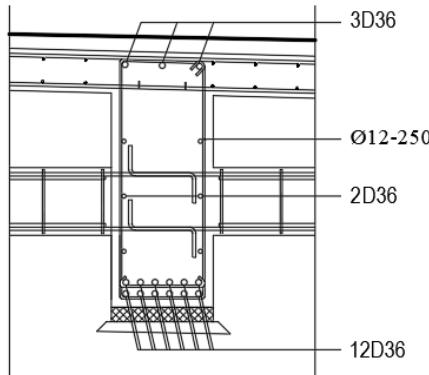
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{1017,36} = 2$$

Maka dipasang tulangan torsi 2 D 36



Gambar 4. 29 Penulangan Balok Tengah Pada 1/2 Bentang

4.2.3.2.2 Kontrol Lendutan Pada Balok Tengah

Bentang yang ditinjau $L = 15,5 \text{ m} = 1550 \text{ cm}$

$E = 23500 \text{ Mpa}$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1200^3$$

$$I = 8,64 \times 10^{11}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{1550}{800} = 1,9375 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5 \cdot q_{\text{BTR}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{\text{BTR}} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{5 \cdot 19,3 \cdot 15500^4}{384 \cdot 23500 \cdot 8,64 \times 10^{11}} + \frac{1 \cdot 263250 \cdot 15500^3}{48 \cdot 23500 \cdot 8,64 \times 10^{11}} \\ &= 7,15 + 10,1 \\ &= 17,21 \text{ mm} \\ &= 1,72 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}\delta_{\text{BGT} + \text{BTR}} &< \Delta_{\text{ijin}} \\ 1,72 &< 1,9375 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

4.2.4 Perencanaan Balok Tepi

4.2.4.1 Perencanaan Balok Tepi Bentang 23 M

4.2.4.1.1 Preliminary Design Balok Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk balok tepi disesuaikan berdasarkan **RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1**

- Menentukan dimensi balok

Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L \right)$$

$$\text{a. } \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 23000 \text{ mm} = 1916,7$$

$$\text{b. } \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 23000 \text{ mm} = 1533,3$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan
= 1700 mm (**OK**)

- Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{3}h \right)$$

a. $\frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1700\text{mm} = 1133,3$

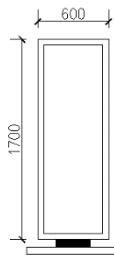
b. $\frac{1}{3}h = \frac{1}{3} \times 1700\text{mm} = 566,67$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan
= 600 mm (**OK**)

4.2.4.1.2 Analisis Pembebaan Balok Tepi Beban Mati

- Beban Mati Merata

a. Berat Balok Girder



Gambar 4. 30 Penampang Balok Girder

$$\begin{aligned}\text{Berat Girder} &= h \text{ girder} \times bw \times \text{BJ Beton} \\ &= 1,7 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 25,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai

$$\begin{aligned} q_{\text{Plat}} &= ts \times (s-bw) \times BJ_{\text{Beton}} \\ &= 0,25m \times 1,5m \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Aspal

$$\begin{aligned} q_{\text{Aspal}} &= ta \times (s-bw) \times BJ_{\text{Aspal}} \\ &= 0,1m \times 1,5m \times 2,2 \text{ kN/m} \\ &= 3,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Berat Parapet

$$\begin{aligned} q_{\text{Parapet}} &= \text{Volume parapet} \times BJ_{\text{Parapet}} \\ &= 0,389 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9,725 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{DL}} &= 25,5 \text{ kN/m} + 9,375 \text{ kN/m} + 3,3 \text{ kN/m} + \\ &\quad 9,725 \text{ kN/M} \\ &= 47,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{u DL}} &= 47,9 \text{ kN/m} \times 1,3 \\ &= 62,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- **Beban Mati Terpusat**

$$P_{\text{diafragma}} = h_{\text{diafragma}} \times b_{\text{diafragma}} \times (s-bw) \times BJ_{\text{Beton}}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{diafragma}} &= 0,7m \times 0,3m \times 1,5m \times 25 \text{ kN/m} \\ &= 7,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{u diafragma}} &= P_{\text{diafragma}} \times KU \\ &= 7,875 \text{ kN} \times 1,3 \\ &= 10,238 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban Hidup**

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan SNI 1725-2016 Pasal 8.3, BTR tergantung pada panjang total L

yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT = P mempunyai intensitas:

$$P = 49 \text{ kN/m}^2.$$

- Beban Hidup Merata

a. Beban Air Hujan

$$\begin{aligned} q_{\text{hujan}} &= 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,412 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban BTR

$$q_{\text{BTR}} = \text{BTR} \times S$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m} \\ &= 18,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

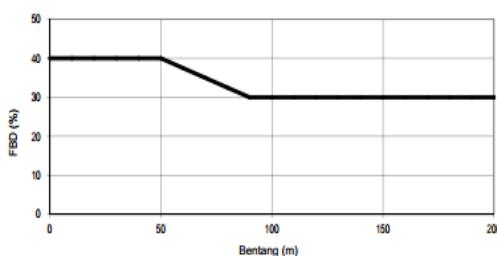
$$\begin{aligned} \text{Total beban} &= 0,412 \text{ kN/m} + 18,9 \text{ kN/m} \\ &= 19,312 \text{ kN/ms} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Terpusat

i. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



Gambar 4. 31 Faktor Beban Dinamis untuk BGT untuk pembebanan lajur "BGT"

$$DLA = 0,4$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= P \times S \times (1 + DLA) \\ &= 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times (1 + 0,4) \\ &= 144,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. P Truck

$$DLA = 0,3 \text{ (SNI 1725-2016)}$$

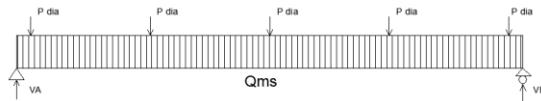
$$KuTT = 1,8 \text{ (SNI 1725-2016)}$$

$$Tu = 112,5 \text{ kN (SNI 1725-2016)}$$

$$\begin{aligned} P_{truck} &= (1 + DLA) \times Tu \times KuTT \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.4.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok
Akibat beban mati



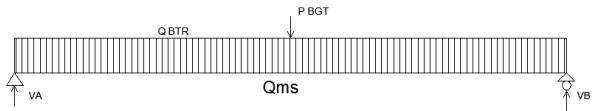
Gambar 4. 32 Permodelan Beban Mati Girder Tepi Bentang 23 m

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \cdot qDL \cdot L \\ &= 0,5 \cdot 47,9 \text{ kN/m} \cdot 23 \text{ m} \\ &= 550,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \cdot n \text{ diafragma} \cdot pDL \\ &= 0,5 \cdot 5 \cdot 7,875 \text{ kN} \\ &= 19,688 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi beban mati} &= 550,85 \text{ kN} + 19,688 \text{ kN} \\ &= 570,538 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 33 Permodelan Beban Hidup Girder Tepi Bentang 23 m

$$\begin{aligned}\text{Beban terbagi rata, } VA &= 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L \\ &= 0,5 \cdot 19,3 \text{ kN/m} \cdot 23\text{m} \\ &= 222,083 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban garis terpusat, } VA &= 0,5 \cdot p_{LL} \\ &= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN} \\ &= 72,03 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total reaksi beban hidup} &= 222,08 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN} \\ &= 294,113 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (P_d \cdot 2,2 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 1/8L \cdot 1,45 \text{ m}) \\ &= (570,538 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 2,2 \text{ m}) - \\ &\quad (47,9 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\ &= 1423,29 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 1/8L) \\ &= 570,538 \text{ kN} - 7,88 \text{ kN} - (47,9 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) \\ &= 425,0 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (Pd \cdot 5,1m) - (qDL \cdot 1/4L \cdot 2,9m) \\
 &= (570,538 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (7,88 \text{ kN} \cdot 5,1 \text{ m}) - \\
 &\quad (47,9 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot 2,9\text{m}) \\
 &= 2441,70 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/4L) \\
 &= 570,538 \text{ kN} - 7,88 \text{ kN} - (47,9 \text{ kN} \cdot 5,8\text{m}) \\
 &= 287,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (Pd \cdot 7,9m) - (Pd \cdot 2,5m) - (qDL \\
 &\quad \cdot 3/8L \cdot 4,3m) \\
 &= (570,538 \text{ kN} \cdot 8,6m) - (7,88 \text{ kN} \cdot 7,9m) - \\
 &\quad (7,88 \text{ kN} \cdot 2,5m) - (47,9 \text{ kN} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 4,3 \text{ m}) \\
 &= 3062,49 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 3/8L) \\
 &= 570,538 \text{ kN} - (2 \cdot 7,88 \text{ kN}) - (47,9 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 8,6m) \\
 &= 141,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (Pd \cdot 10,8m) - (Pd \cdot 5,8m) - \\
 &\quad (qDL \cdot 1/2L \cdot 5,75m) \\
 &= (570,538 \text{ kN} \cdot 11,5m) - (7,88 \text{ kN} \cdot 10,8m) - \\
 &\quad (7,88 \text{ kN} \cdot 5,8m) - (47,9 \text{ kN} \cdot 11,5m \cdot 5,75m) \\
 &= 3263,07 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 1/2L) \\
 &= 570,538 \text{ kN} - (2 \cdot 7,88 \text{ kN}) - (47,9 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 11,5m) \\
 &= 3,938 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (qLL \cdot 1/8L \cdot 1,45m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 1,45 \text{ m}) \\
 &= 765,07 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/8L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 238,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (qLL \cdot 1/4L \cdot 2,9m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 2,9 \text{ m}) \\
 &= 1369,13 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/4L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 183,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (qLL \cdot 3/8L \cdot 4,3m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 8,6 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 4,3 \text{ m}) \\
 &= 1820,51 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 3/8L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 8,6 \text{ m}) \\
 &= 127,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (qLL \cdot 1/2L \cdot 5,75m) \\
 &= (294,113 \text{ kN} \cdot 11,5 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 11,5 \text{ m} \cdot 5,75 \text{ m}) \\
 &= 2105,32 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (qLL \cdot 1/2L) \\
 &= 294,113 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 11,5 \text{ m}) \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 1423,29 + 2 \cdot 765,07 \\
 &= 3380,415 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 425 + 2 \cdot 238,59 \\
 &= 1029,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 2441,70 + 2 \cdot 1369,13 \\
 &= 5912,467 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 287,2 + 2 \cdot 183,07 \\
 &= 739,552 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 3062,49 + 2 \cdot 1820,51 \\
 &= 7622,261 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 141,7 + 2 \cdot 127,55 \\
 &= 439,247 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/2 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 3263,07 + 2 \cdot 2105,32 \\
 &= 8452,638 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 3,9 + 2 \cdot 72,03 \\
 &= 149,179 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned}
 T_u &= P_{truck} \\
 &= (1 + DLA) \cdot T_u \cdot K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\
 &= 263,25 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2,1 \text{ m}) \\
 &= 276,41 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

4.2.4.1.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tepi

➤ Penulangan Balok Pada 1/8 Bentang

- Tulangan Lentur

M _u	= 3380,41 kN m
f _{c'}	= 25 MPa
f _y	= 400 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3380,41 \text{ kN m}}{0,8} = 4225,52 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4225,52 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 2,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \\ \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 2,59}{400}} \right) \\ &= 0,00692\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,00692 < 0,0203 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,00692\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00692 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 6848,144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{6848,144}{490,625} = 14 \text{ D 25}$$

Maka dipasang tulangan lentur 14 D 25

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \cdot 14 \\ &= 6868,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 6848,144 &< 6868,75 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ a &= \frac{6868,75 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 215,49 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 215,49 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{215,49}{2} \right) \\ &= 4237345343 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 4225518661 &< 4237345343 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 3465 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{490,625} = 8 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 8 D 25

- **Tulangan Geser**

Vu	= 1029620,1 N
fc'	= 25 MPa
fy	= 240 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ_v	= 0,75

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{1029620,1}{0,75} - 825000 \\
 &= 547826,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\
 &= 330000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $1029620,1 > 309375$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 1029620,1 > 618750$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $618750 < 1029620,1 > 866250$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 < 1029620,1 < 1856250$ **(OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 > 1029620,1 < 3093750$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{547826,8} \\ &= 163,423 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 100\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

F_c'	= 25 Mpa
F_y	= 240 Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm

$$T_n = \frac{T_u}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\emptyset \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276412500 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276412500 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 68000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

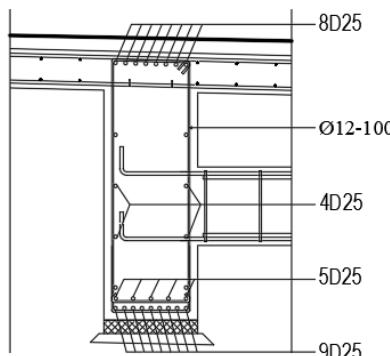
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D25



Gambar 4. 34 Penulangan Balok Tepi pada 1/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/4 Bentang
- Tulangan Lentur**

$$\text{Mu} = 5912,47 \text{ kN m}$$

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

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

$$h = 1700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{5912,47 \text{ kN m}}{0,8} = 7390,583 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{7390,583 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 4,524 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,03 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 4,524}{400}} \right) \\
 &= 0,0129
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0035 &< 0,0129 < 0,02 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0129
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0129 \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 12741,167 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{12741,167}{803,84} = 16 \text{ D 32}$$

Maka dipasang tulangan lentur 16 D 32

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 16 \\ &= 12861,44 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 12741,167 &< 12861,44 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{12861,44 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 403,50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 403,50 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{403,50}{2}\right) \\ &= 7450642078 \text{ N mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\ 7390583191 &< 7450642078 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail,
maka

harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 3465 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{803,84} = 5 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 32

- **Tulangan Geser**

$$\begin{aligned} V_u &= 739552,15 \text{ N} \\ f_{c'} &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{739552,15}{0,75} - 825000 \\ &= 161069,533 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vs_{\min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\&= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\&= 330000 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $739552,15 > 309375$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 739552,15 > 618750$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s\min})$
 $618750 < 739552,15 < 866250$ **(OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s\min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 > 739552,15 < 1856250$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 > 739552,15 < 3093750$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\&= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\&= 226,08 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{161069,533} = 555,833 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\emptyset 12 - 200\text{mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\emptyset \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2.50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2.50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 680000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

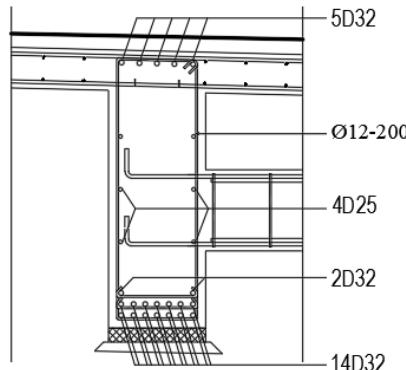
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{490,625} = 3$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 35 Penulangan Balok Tepi pada 1/4 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 3/8 Bentang**
- Tulangan Lentur

$$\text{Mu} = 7622,26 \text{ kN m}$$

$$f_{c'} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{7622,26 \text{ kN m}}{0,8} = 9527,827 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{9527,827 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 5,833 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \\ \rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 5,833}{400}} \right) \\ &= 0,0174\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0174 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0174\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0174 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 17272,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D36

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{17272,3}{1017,36} = 17 \text{ D } 36$$

Maka dipasang tulangan lentur 17 D 36

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \cdot 17 \\ &= 17295,1 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 17272,3 &< 17295,1 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{17295,1 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 542,59 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 542,59 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{542,59}{2}\right) \\ &= 9537940450 \text{ N mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 9527826642 &< 9537940450 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktil,
maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}As &= \rho_{min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 3465 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{490,625} = 6 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 6 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 439246,7 \text{ N} \\ fc' &= 25 \text{ MPa} \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \\ \Phi v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs &= \frac{Vu}{\Phi v} - Vc \\ &= \frac{439246,7}{0,75} - 825000 \\ &= -239337,73 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\
 &= 330000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $439246,7 > 309375$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 439246,7 < 618750$ **(OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $618750 > 439246,7 < 866250$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 > 439246,7 < 1856250$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 < 439246,7 < 3093750$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{330000} \\ = 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\varnothing 12 - 250\text{mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} Fc' &= 25 \text{ Mpa} \\ Fy &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} Acp &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pcp &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$276413000 > 70679347,83$
 (perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2.50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2.50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 680000 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

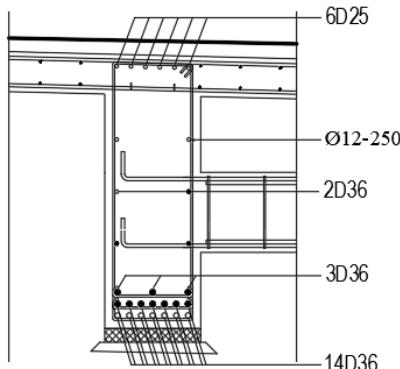
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{1017,36} = 2$$

Maka dipasang tulangan torsi 2 D 36



Gambar 4. 36 Penulangan Balok Tepi pada 3/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/2 Bentang**
- Tulangan Lentur

$$Mu = 8452,638 \text{ kN m}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{8452,638 \text{ kN m}}{0,8}$$

$$= 10565,798 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{10565,798 \times 10^6}{600 \cdot (1650)^2} = 6,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,03 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 6,47}{400}} \right) \\
 &= 0,0199
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0035 &< 0,0199 > 0,02 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0199
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0199 \cdot 600 \cdot 1650 \\
 &= 19697,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D40

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2 \\
 &= 1256 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{19697,27}{1256} = 16 \text{ D 40}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 16 D 40

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 1256 \text{ mm}^2 \cdot 16 \\ &= 20096 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang
 As perlu < As pasang
 $19697,27 < 20096$ (OK)

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{20096 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 630,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 630,46 \cdot 600 \cdot \left(1650 - \frac{630,46}{2} \right) \\ &= 10729404135 \text{ N mm} \end{aligned}$$

M_n perlu < M_n pasang
 $10565798094 < 10729404135$ (OK)

Untuk menjamin agar balok bersifat duktal,
 maka
 harus dipasang tulangan tekan sebesar
 $\text{As} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$
 $= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1650$
 $= 3465 \text{ mm}^2$

Direncanakan Tulangan Utama D 25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3465}{490,625} = 6 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 6 D 25

- Tulangan Geser

V _u	= 149178,75 N
f _{c'}	= 25 MPa
f _y	= 240 MPa
h	= 1700 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1650 mm
Φ _v	= 0,75

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1650 \\ &= 825000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{149178,75}{0,75} - 825000 \\ &= -626095 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1650}{3} \\ &= 330000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $149178,75 < 309375$ (OK)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $309375 < 149178,75 < 618750$ (NOT OK)
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $618750 < 149178,75 < 866250$ (NOT OK)
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $866250 < 149178,75 < 1856250$ (NOT OK)
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1856250 < 149178,75 < 3093750$ (NOT OK)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø 12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1650}{330000} \\ = 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\emptyset 12 - 250\text{mm}$

- **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned} Fc' &= 25 \text{ Mpa} \\ Fy &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Tn = \frac{Tu}{\emptyset} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} Acp &= h \cdot b \\ &= 1700 \cdot 600 \\ &= 1020000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pcp &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1700 + 600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\emptyset \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 70679347,83$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1700 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 800000 \\ &= 680000 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 680000 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,677482 \times 1000 = 677,482 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{677,482}{1000} \cdot 4200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1707,254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

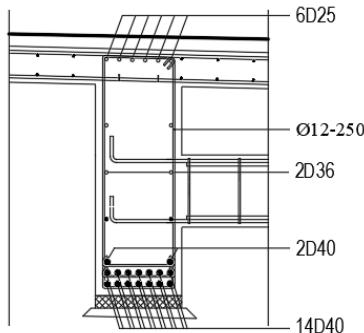
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1707,254}{1017,36} = 2$$

Maka dipasang tulangan torsi 2 D 36



Gambar 4. 37 Penulangan Balok Tepi pada 1/2 Bentang

4.2.4.1.5 Kontrol Lendutan Pada Balok Tepi

Bentang yang ditinjau $L = 23 \text{ m} = 2300 \text{ cm}$
 $E = 23500 \text{ Mpa}$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1700^3$$

$$I = 2,46 \times 10^{11}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2300}{800} = 2,875 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{5 \cdot q_{BTR} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{BTR} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \\
 &= \frac{5 \cdot 19,3 \cdot 23000^4}{384 \cdot 23500 \cdot 2,46 \times 10^{11}} + \frac{1 \cdot 263250 \cdot 23000^3}{48 \cdot 23500 \cdot 2,46 \times 10^{11}} \\
 &= 12,19 + 11,6 \\
 &= 23,75 \text{ mm} \\
 &= 2,37 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 \delta_{BGT} + \delta_{BTR} &< \Delta_{ijin} \\
 2,37 &< 2,875 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.2.4.2 Perencanaan Balok Tepi Bentang 15,5 M

4.2.4.2.1 Preliminary Design Balok Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk balok tepi disesuaikan berdasarkan **RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1**

- Menentukan dimensi balok

Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L \right)$$

$$a. \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 15500 \text{ mm} = 1291,7$$

$$b. \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 15500 \text{ mm} = 1033,33$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan
= 1200 mm (**OK**)

- Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{3}h \right)$$

a. $\frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1200\text{mm} = 800$

b. $\frac{1}{3}h = \frac{1}{3} \times 1200\text{mm} = 400$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan
= 600 mm (**OK**)

4.2.4.2.2 Analisis Pembebaan Balok Tepi

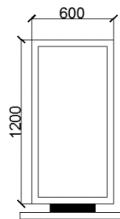
Data

Bentang Jembatan	L = 15500 mm
Tinggi Girder	h = 1200 mm
Lebar Girder	bw = 600 mm
Decking Beton	d' = 50 mm
Lebar Efektif	d = 1650 mm
Spasi Girder	s = 2100 mm
Mutu Beton	f _{c'} = 25
Tulangan Utama	f _y = 400
Tulangan Sengkang	f _y = 280

Beban Mati

- Beban Mati Merata

a. Berat Balok Girder



Gambar 4. 38 Penampang Balok Girder

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Girder} &= h_{\text{girder}} \times b_w \times \text{BJ Beton} \\
 &= 1,2 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m} \\
 &= 18 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai

$$\begin{aligned}
 q_{\text{Plat}} &= t_s \times (s - b_w) \times \text{BJ Beton} \\
 &= 0,25\text{m} \times 1,5\text{m} \times 25 \text{ kN/m} \\
 &= 9,375 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q_{\text{Aspal}} &= t_a \times (s - b_w) \times \text{BJ Aspal} \\
 &= 0,1\text{m} \times 1,5\text{m} \times 22 \text{ kN/m} \\
 &= 3,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban Parapet

$$\begin{aligned}
 q_{\text{Parapet}} &= \text{Volume parapet} \times \text{BJ Parapet} \\
 &= 0,389 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9,725 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{DL}} &= 18 \text{ kN/m} + 9,375 \text{ kN/m} + 3,3 \\
 &\quad \text{kN/m} + 9,725 \text{ kN/M} \\
 &= 40,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{u DL}} &= 40,4 \text{ kN/m} \times 1,3 \\
 &= 52,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diafragma}} &= h_{\text{diafragma}} \times b_{\text{diafragma}} \\
 &\quad \times (s - b_w) \times \text{BJ Beton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diafragma}} &= 0,5\text{m} \times 0,3\text{m} \times 1,5\text{m} \times 25 \text{ kN/m} \\
 &= 5,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{u diafragma}} &= P_{\text{diafragma}} \times K_U \\
 &= 5,625 \text{ kN} \times 1,3 \\
 &= 7,313 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan SNI 1725-

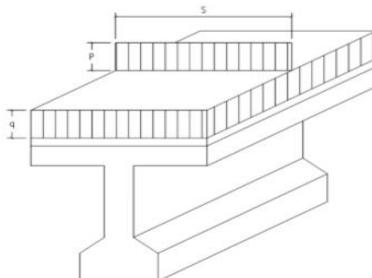
2016 Pasal 8.3, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2 \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT = P mempunyai intensitas:

$$P = 49 \text{ kN/m}^2.$$



Gambar 4. 39 Beban Lajur Girder Tepi

- a. Beban Air Hujan

$$\begin{aligned} q_{\text{hujan}} &= 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,412 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- b. Beban BTR

$$q_{\text{BTR}} = \text{BTR} \times S$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m} \\ &= 18,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban} = 0,412 \text{ kN/m} + 18,9 \text{ kN/m}$$

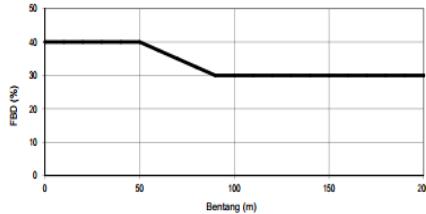
$$= 19,312 \text{ kN/ms}$$

- Beban Hidup Terpusat

- a. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m. Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil

nilai sesuai dengan grafik di bawah ini:



Gambar 4. 40 Faktor Beban Dinamis untuk BGT untuk pembebasan lajur "BGT"

$$DLA = 0,4$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= P \times S \times (1 + DLA) \\ &= 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times (1 + 0,4) \\ &= 144,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. P Truck

$$DLA = 0,3 \text{ (SNI 1725-2016)}$$

$$KuTT = 1,8 \text{ (SNI 1725-2016)}$$

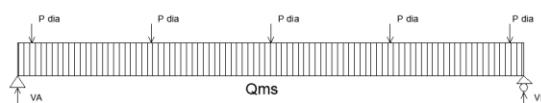
$$Tu = 112,5 \text{ kN} \text{ (SNI 1725-2016)}$$

$$\begin{aligned} P_{truck} &= (1 + DLA) \times Tu \times KuTT \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.4.2.3 Perhitungan Gaya Dalam

Reaksi perletakan pada balok

Akibat beban mati



Gambar 4. 41 Permodelan Beban Mati Girder Tepi Bentang 15,5 M

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \cdot qDL \cdot L \\ &= 0,5 \cdot 40,4 \text{ kN/m} \cdot 15,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 313,1 \text{ kN}$$

Beban mati terpusat, $VA = 0,5 \cdot n \cdot \text{diafragma} \cdot pDL$

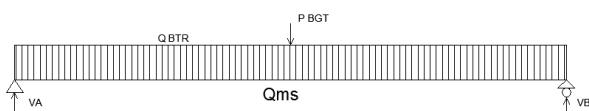
$$= 0,5 \cdot 5 \cdot 5,625 \text{ kN}$$

$$= 14,063 \text{ kN}$$

Total reaksi beban mati = $313,1 \text{ kN} + 14,063 \text{ kN}$

$$= 327,163 \text{ kN}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 42 Permodelan Beban Hidup Girder Tepi Bentang 15,5 M

Beban terbagi rata, $VA = 0,5 \cdot qLL \cdot L$

$$= 0,5 \cdot 19,3 \text{ kN/ms. } 15,5\text{m}$$

$$= 149,665 \text{ kN}$$

Beban garis terpusat, $VA = 0,5 \cdot pLL$

$$= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN}$$

$$= 72,03 \text{ kN}$$

Total reaksi beban hidup = $149,665 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN}$

$$= 221,695 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$M_{DL} = (V_A \cdot 1/8L) - (Pd \cdot 1,2m) - (qDL \cdot 1/8L \cdot 0,97m)$$

$$= (327,163 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m}) -$$

$$(40,4 \text{ kN} \cdot 1,94 \text{ m} \cdot 0,97 \text{ m})$$

$$= 551,30 \text{ kN m}$$

$$V_{DL} = V_A - Pd - (qDL \cdot 1/8L)$$

$$= 327,163 \text{ kN} - 5,63 \text{ kN} - (40,4 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m})$$

$$= 243,3 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (Pd \cdot 3,2 \text{ m}) - (qDL \cdot 1/4L \cdot \\
 &\quad 1,94\text{m}) \\
 &= (327,163 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 3,2 \text{ m}) - \\
 &\quad (40,4 \text{ kN} \cdot 3,88 \text{ m} \cdot 1,94 \text{ m}) \\
 &= 946,44 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - Pd - (qDL \cdot 1/4L) \\
 &= 327,163 \text{ kN} - 5,63 \text{ kN} - (40,4 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= 165,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (Pd \cdot 5,1 \text{ m}) - (Pd \cdot 1,6 \text{ m}) - (qDL \\
 &\quad \cdot 3/8L \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= (327,163 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 5,1 \text{ m}) - \\
 &\quad (5,63 \text{ kN} \cdot 1,6 \text{ m}) - (40,4 \text{ kN} \cdot 5,81 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 1181,48 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 3/8L) \\
 &= 327,163 \text{ kN} - (2 \cdot 5,63 \text{ kN}) - (40,4 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 81,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (Pd \cdot 7 \text{ m}) - (Pd \cdot 3,5 \text{ m}) - (qDL \cdot \\
 &\quad 1/2L \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= (327,163 \text{ kN} \cdot 7,8 \text{ m}) - (5,63 \text{ kN} \cdot 7 \text{ m}) - (5,63 \\
 &\quad \text{ kN} \cdot 3,5 \text{ m}) - (40,4 \text{ kN} \cdot 7,75 \text{ m} \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= 1263,18 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot Pd) - (qDL \cdot 1/2L) \\
 &= 327,163 \text{ kN} - (2 \cdot 5,63 \text{ kN}) - (40,4 \text{ kN} \cdot 7,75 \text{ m}) \\
 &= 2,8125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (q_{LL} \cdot 1/8L \cdot 0,97 \text{ m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 1,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 1,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 0,97 \text{ m}) \\
 &= 393,29 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 1/8L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 1,9 \text{ m}) \\
 &= 184,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/4L) - (q_{LL} \cdot 1/4L \cdot 1,94 \text{ m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 3,9 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 1,94 \text{ m}) \\
 &= 714,08 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 1/4L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 3,9 \text{ m}) \\
 &= 146,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 3/8L) - (q_{LL} \cdot 3/8L \cdot 2,91 \text{ m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 5,8 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 2,91 \text{ m}) \\
 &= 962,38 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 3/8L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 5,8 \text{ m}) \\
 &= 109,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/2L) - (q_{LL} \cdot 1/2L \cdot 3,88 \text{ m}) \\
 &= (221,695 \text{ kN} \cdot 7,75 \text{ m}) - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 7,75 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 3,88 \text{ m}) \\
 &= 1138,18 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 1/2L) \\
 &= 221,695 \text{ kN} - (19,3 \text{ kN/m} \cdot 7,75 \text{ m}) \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 551,30 + 2 \cdot 393,29 \\
 &= 1503,262 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 243,3 + 2 \cdot 184,28 \\
 &= 684,799 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 964,44 + 2 \cdot 714,08 \\
 &= 2658,531 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 165,0 + 2 \cdot 146,86 \\
 &= 508,209 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 1181,48 + 2 \cdot 962,38 \\
 &= 3460,687 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 81,1 + 2 \cdot 109,45 \\
 &= 324,306 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/2 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot M_{DL} + 2 \cdot M_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 1263,18 + 2 \cdot 1138,18 \\
 &= 3918,508 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 2,8 + 2 \cdot 72,03 \\
 &= 147,716 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned}
 T_u &= P_{truck} \\
 &= (1 + DLA) \cdot T_u \cdot K_u T T \\
 &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\
 &= 263,25 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2,1 \text{ m}) \\
 &= 276,41 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.4.2.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tepi

➢ Penulangan Balok Pada 1/8 Bentang

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1503,26 \text{ kN m} \\
 f'_c &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 1200 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 1150 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1503,26 \text{ kN m}}{0,8} = 1879,08 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1879,08 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 2,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03 \\ \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 2,37}{400}} \right) \\ &= 0,0063\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,0063 < 0,02 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0063\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0063 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 4342,12 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{4342,12}{490,625} = 9 \text{ D } 25 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 9 D 25

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \cdot 9 \\ &= 4415,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 4342,12 &< 4415,63 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ a &= \frac{4415,63 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 138,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 138,53 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{138,53}{2} \right) \\ &= 1908848713 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 1879077213 &< 1908848713 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 2415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{490,625} = 5 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D 25

- Tulangan Geser

V _u	= 684798,6 N
f _{c'}	= 25 MPa
f _y	= 240 MPa
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm
Φ _v	= 0,75

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{684798,6}{0,75} - 575000 \\
 &= 338064,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $684798,6 > 215625 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 684798,6 > 431250 \quad (\text{NOT OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 < 684798,6 > 603750 \quad (\text{NOT OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 < 684798,6 < 1293750 \quad (\text{OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 684798,6 < 2156250 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

irencanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{338064,8} = 184,574 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 100mm

- Tulangan Torsi

Fc'	= 25 Mpa
Fy	= 240 Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 550000 \\ &= 467500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,985428 \times 1000 = 985,4278 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{985,428}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

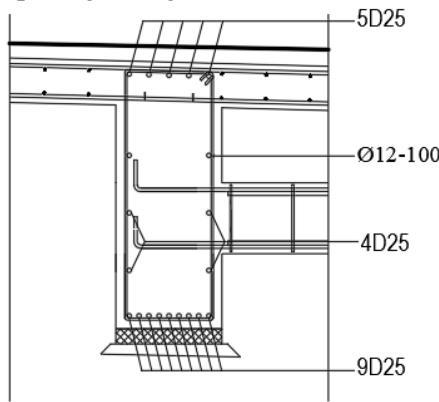
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 3,85$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D25



Gambar 4. 43 Penulangan Balok Tepi pada 1/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/4 Bentang**
- Tulangan Lentur

Mu	= 2658,53 kN m
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{2658,53 \text{ kN m}}{0,8} = 3323,16 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3323,16 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 4,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 4,19}{400}} \right) \\ &= 0,01177\end{aligned}$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0,0035 < 0,01177 < 0,02$$

Maka diambil $\rho = 0,01177$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,01177 \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 8124,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{8124,66}{803,84} = 11 \text{ D } 32
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 11 D 32

$$\begin{aligned}
 As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 11 \\
 &= 8842,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}
 As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\
 8124,66 &< 8842,24 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{8842,24 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\
 &= 277,40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 277,40 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{277,40}{2} \right) \\
 &= 3576856545 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 3323163141 &< 3576856545 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 2415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{803,84} = 4 \text{ D } 32$$

Maka dipasang tulangan lentur 4 D 32

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 508208,65 \text{ N} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{508208,65}{0,75} - 575000 \\
 &= 102611,53 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $508208,65 > 215625$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 508208,65 > 431250$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 < 508208,65 < 603750$ **(OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 > 508208,65 < 1293750$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 508208,65 < 2156250$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} Av &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{102611,53} = 608,1 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 200mm

- Tulangan Torsi

Fc'	= 25 Mpa
Fy	= 240 Mpa
ϕ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$Tn = \frac{Tu}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} Acp &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pcp &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$Aoh = (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d')$$

$$= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2.50)$$

$$= 550000 \text{ mm}^2$$

$$Ph = 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d')$$

$$= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2.50)$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$Ao = 0,85 \cdot Aoh$$

$$= 0,85 \cdot 550000$$

$$= 467500 \text{ mm}^2$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,98543 \times 1000 = 985,43 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$At = \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta$$

$$= \frac{985,48}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2$$

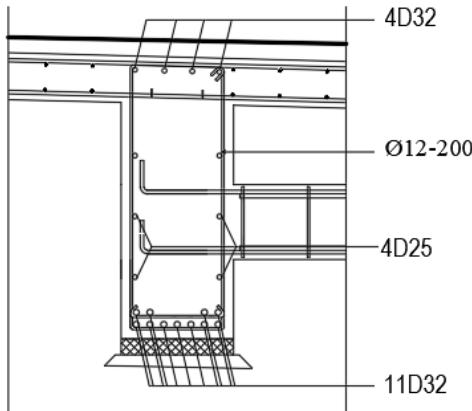
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 4$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 44 Penulangan Balok Tepi pada 1/4 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 3/8 Bentang**
- Tulangan Lentur

Mu	= 3460,69 kN m
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm

$$d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3460,69 \text{ kN m}}{0,8} = 4325,86 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4325,86 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 5,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 5,45}{400}} \right) \\ &= 0,016\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,016 < 0,02\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,016$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,016 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 11078,01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{11078,01}{803,84} = 14 \text{ D } 32 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 14 D 32

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 14 \\ &= 11253,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\ 11078,01 &< 11253,8 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{11253,8 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 353,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 353,06 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{353,06}{2} \right) \\ &= 4382081041 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 4325859346 &< 4382081041 (\text{OK}) \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 2415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{490,625} = 6 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 6 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 324306,2 \text{ N} \\ fc' &= 25 \text{ MPa} \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \\ \Phi v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{324306,2}{0,75} - 575000 \\
 &= -142591,73 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $324306,2 > 215625 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 324306,2 < 431250 \quad (\text{OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 > 324306,2 < 603750 \quad (\text{NOT OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 > 324306,2 < 1293750 \quad (\text{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 324306,2 < 2156250 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{230000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250mm

- Tulangan Torsi

Fc'	= 25 Mpa
Fy	= 240 Mpa
φ	= 0,75
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm
d	= 1150 mm

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2 \cdot 50) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 550000 \\ &= 467500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,98543 \times 1000 = 985,43 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{985,48}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

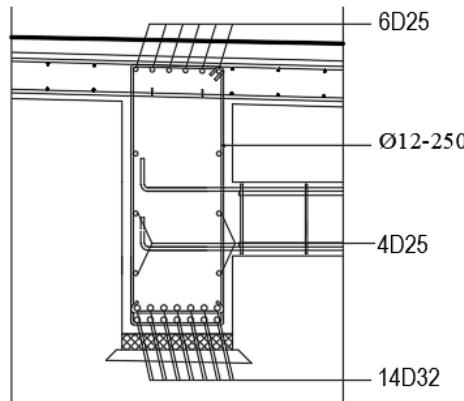
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 3,85$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 45 Penulangan Balok Tepi pada 3/8 Bentang

➤ **Penulangan Balok Pada 1/2 Bentang**

- **Tulangan Lentur**

Mu	= 3918,51 kN m
fc'	= 25 MPa
fy	= 400 MPa
h	= 1200 mm
b	= 600 mm
d'	= 50 mm

$$\begin{aligned}
 d &= 1150 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8 \\
 M_n &= \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3918,51 \text{ kN m}}{0,8} = 4898,13 \text{ kN m} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4898,13 \times 10^6}{600 \cdot (1150)^2} = 6,17 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,03 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,03 = 0,02 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 6,17}{400}} \right) \\
 &= 0,019
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &< \rho < \rho_{max} \\
 0,0035 &< 0,019 > 0,02 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,019
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,019 \cdot 600 \cdot 1150 \\
 &= 12927,78 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D36

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2 \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{12927,78}{1017,36} = 13 \text{ D } 36 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 13 D 36

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 1017,36 \text{ mm}^2 \cdot 13 \\ &= 13225,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 12927,78 &< 13225,7 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b} \\ &= \frac{13225,7 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 414,92 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot f_{c'} \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 414,92 \cdot 600 \cdot \left(1150 - \frac{414,92}{2} \right) \\ &= 4986284257 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 4898134578 &< 4986284257 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 2415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2415}{490,625} = 6 \text{ D 25}$$

Maka dipasang tulangan lentur 6 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 147716,25 \text{ N} \\ fc' &= 25 \text{ MPa} \\ fy &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \\ \Phi v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1150 \\ &= 575000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi v} - V_c \\
 &= \frac{147716,25}{0,75} - 575000 \\
 &= -378045 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1150}{3} \\
 &= 230000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $147716,25 < 215625$ **(OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $215625 < 147716,25 < 431250$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $431250 < 147716,25 < 603750$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $603750 < 147716,25 < 1293750$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$
 $1293750 > 147716,25 < 2156250$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi

untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} Av &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1150}{230000} \\ &= 270,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250mm

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75 \\ h &= 1200 \text{ mm} \\ b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{276,413}{0,75} = 368,55 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1200 \cdot 600 \\ &= 720000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1200 + 600) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$Tu = \frac{\phi \times \sqrt{fc'}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$276413000 = \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1020000^2}{4600} \right)$$

$$276413000 > 45000000$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} Aoh &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1200 - 2 \cdot 50) \times (600 - 2.50) \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \times (1200 - 2 \cdot 50) + (600 - 2.50) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \cdot Aoh \\ &= 0,85 \cdot 550000 \\ &= 467500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{368550000}{2 \cdot 467500 \cdot 400 \cdot 1}$$

$$Avt = 0,98543 \times 1000 = 985,43 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{fyv}{fyl} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{985,43}{1000} \cdot 3200 \cdot \frac{240}{400} \cdot 1 = 1892,021 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

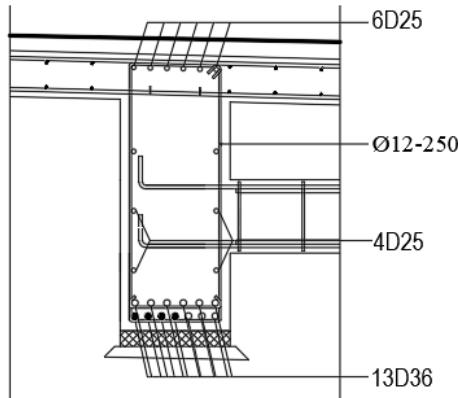
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1892,021}{490,625} = 3,85$$

Maka dipasang tulangan torsi 4 D 25



Gambar 4. 46 Penulangan Balok Tepi pada 1/2 Bentang

4.2.4.2.5 Kontrol Lendutan Pada Balok Tepi

Bentang yang ditinjau $L = 15,5 \text{ m} = 1550 \text{ cm}$

$E = 23500 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1200^3 \\ &= 8,64 \times 10^{11} \end{aligned}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{1550}{800} = 1,9375 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{BTR} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{BTR} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{5 \cdot 19,3 \cdot 15500^4}{384 \cdot 23500 \cdot 8,64 \times 10^{11}} + \frac{1 \cdot 263250 \cdot 15500^3}{48 \cdot 23500 \cdot 8,64 \times 10^{11}}$$

$$= 7,15 + 10,1$$

$$= 17,21 \text{ mm}$$

$$= 1,72 \text{ cm}$$

Kontrol

$$\delta_{BGT + BTR} < \Delta_{ijin}$$

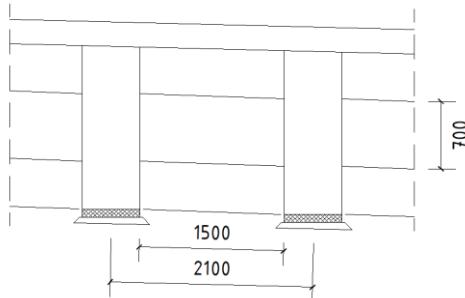
$$1,72 < 1,9375 \text{ (OK)}$$

4.2.5 Perencanaan Diafragma

4.2.5.1 Perencanaan Diafragma Bentang 23 M

4.2.5.1.1 Preliminary Design Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu balok menahan atau mengurangi gaya akibat torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak didesain untuk ikut menahan plat lantai.



Gambar 4. 47 Preliminary Design Diafragma

Data Perencanaan :

Panjang diafragma (L) : 1500 mm

Tinggi diafragma (h) : 700 mm

Lebar diafragma (b) : 300 mm

$$\begin{aligned} E &= 4700 \cdot \sqrt{f_{c'}} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} = 23500000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot (0,7)^3 \\ &= 0,00858 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

4.2.5.1.2 Analisis Pembebanan Diafragma

Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati berat sendiri dan beban akibat lendutan pada balok. Pada perhitungan beban akibat lendutan balok diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari balok terbebani kendaraan sehingga salah satu balok yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan balok), dipilih lendutan ijin maksimum.

- Beban Berat Sendiri Diafragma

$$\begin{aligned} qDL &= h \cdot b \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,7 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 7,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} quDL &= qDL \cdot 1,3 \\ &= 7,875 \text{ kN/m} \cdot 1,3 \\ &= 10,24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Diafragma Akibat Lendutan Balok

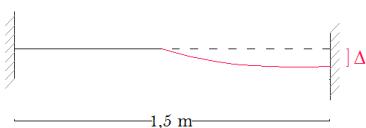
Perletakan diafragma dianggap jepit – jepit. Lendutan dari jembatan yang hasilnya sebagai Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari balok) dapat dicari dengan cara sebagai berikut : Deformasi diafragma, lendutkan maksimum

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{23 \text{ m}}{800} = 0,02875 \text{ m}$$

Akibat adanya deformasi sebesar Δ di ujung-ujung batang maka terjadi momen rotasi (θ)

$$\theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,02875 \text{ m}}{23 \text{ m}} = 0,00125$$

4.2.5.1.3 Perhitungan Momen



- ♦ Momen akibat lendutan

Momen dihitung dari lendutan di atas,

$$M = \frac{4 EI}{L} \cdot \theta$$

Maka,

$$M = \frac{4 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

Karena permodelan perletakan adalah jepit-jepit, maka ada faktor keamanan = $\frac{1}{2}$. Jadi,

$$M_{BA} = \frac{4 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

$$M_{AB} = \frac{1}{2} M_{BA}$$

$$M_{AB} = \frac{2 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

Maka dari rumus di atas dapat dicari rumus momen total.

$$\text{Momen Total Lendutan} = M_{BA} + M_{AB}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Lendutan}} &= \frac{4 EI \Delta}{L^2} \cdot \frac{2 EI \Delta}{L^2} \\
 &= \frac{6 EI \Delta}{L^2} \\
 &= \frac{6 \cdot 23500000 \cdot 0,0086 \cdot 0,029}{23^2} \\
 &= 65,7106 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{Lendutan ultimit}} &= M_{\text{Lendutan}} \cdot 1,8 \\
 &= 65,7106 \text{ kN m} \cdot 1,8 \\
 &= 118,279 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

- ◆ Momen akibat berat sendiri diafragma
 $quDL = 10,24 \text{ kN/m}$
 $M_{quDL} = \frac{1}{12} \cdot quDL \cdot L_{\text{diafragma}}^2$
 $= \frac{1}{12} \cdot 10,24 \text{ kN/m} \cdot (1,5 \text{ m})^2$
 $= 1,92 \text{ kN m}$

- ◆ Momen Total
 $M_{\text{total}} = M_{\text{lendutan}} + M_{quDL}$
 $= 118,279 \text{ kN m} + 1,92 \text{ kN m}$
 $= 120,199 \text{ kN m}$
 $= 120198607,3 \text{ N mm}$

4.2.5.1.4 Perhitungan Penulangan Pada Diafragma

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 Mu &= 120198607,3 \text{ N mm} \\
 fc' &= 25 \text{ MPa} \\
 fy &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 700 \text{ mm} \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 670 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{120198607,3 \text{ N mm}}{0,8}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{150248259,2 \text{ N mm}}{300 \cdot (670)^2} = 1,116 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,027
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,027 = 0,0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 1,116}{400}} \right) \\ &= 0,0029\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,0029 < 0,0203$$

Maka diambil $\rho = 0,0035$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 300 \cdot 670 \\ &= 703,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{703,5}{200,96} = 4 \text{ D } 16\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 4 D 16

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \cdot 4 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$703,5 < 803,84 \text{ (OK)}$$

- Tulangan Tekan

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 300 \cdot 670 \\ &= 703,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{703,5}{490,625} = 2 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 8 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} P_u &= quDL \cdot L_{diafragma} \\ &= 10,24 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} \\ &= 15,36 \text{ kN} \\ V_u &= 15,36 \text{ kN} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 500 \text{ mm} \\ b &= 300 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 470 \text{ mm} \\ \Phi &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 670 \\ &= 167500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{bw \cdot d}{3}$$

$$= \frac{300 \cdot 670}{3} = 67000 \text{ N}$$

Cek kondisi Geser

$$1. \quad V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$15356250 < 67000000 \quad (\text{OK})$$

$$2. \quad 0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$$

$$67000000 > 15356250 < 134000000$$

$$(\text{NOT OK})$$

$$3. \quad \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s\min})$$

$$134000000 > 15356250 < 134053600$$

$$(\text{NOT OK})$$

$$4. \quad \phi \cdot (V_c + V_{s\min}) < V_u < \phi \cdot (V_c +$$

$$\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$$

$$134053600 > 15356250 > 402000$$

$$(\text{NOT OK})$$

$$5. \quad \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c +$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$$

$$402000 < 15356250 > 670000 \quad (\text{NOT OK})$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis. Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

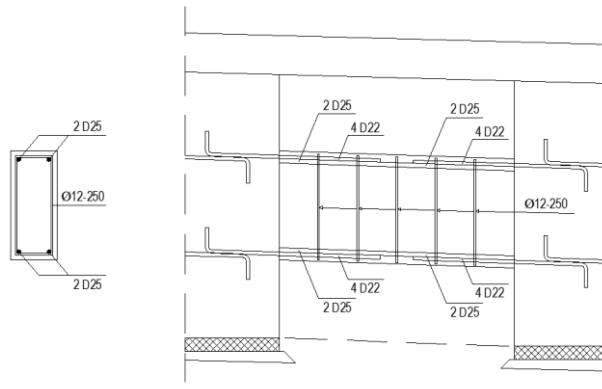
Jarak antar sengkang

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs}$$

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 670}{67000}$$

$$= 542,592 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan
 $\varnothing 12 - 250 \text{ mm}$

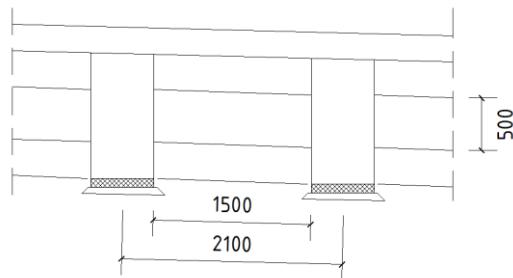


Gambar 4. 48 Detail Penulangan Diafragma

4.2.5.2 Perencanaan Diafragma Bentang 15,5 M

4.2.5.2.1 Preliminary Design Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu balok menahan atau mengurangi gaya akibat torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak didesain untuk ikut menahan plat lantai.



Gambar 4. 49 Preliminary Design Diafragma

Data Perencanaan :

Panjang diafragma (L) : 1500 mm

Tinggi diafragma (h) : 500 mm

Lebar diafragma (b) : 300 mm

$$\begin{aligned} E &= 4700 \cdot \sqrt{f_{c'}} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} = 23500000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot (0,5)^3 \\ &= 0,00313 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

4.2.5.2.2 Analisis Pembebaan Diafragma

Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati berat sendiri dan beban akibat lendutan pada balok. Pada perhitungan beban akibat lendutan balok diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari balok terbebani kendaraan sehingga salah satu balok yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan balok), dipilih lendutan ijin maksimum.

- Beban Berat Sendiri Diafragma

$$\begin{aligned} q_{DL} &= h \cdot b \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 5,625 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{uDL} &= q_{DL} \cdot 1,3 \\ &= 5,625 \text{ kN/m} \cdot 1,3 \\ &= 7,313 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Diafragma Akibat Lendutan Balok

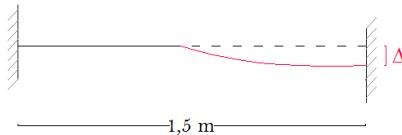
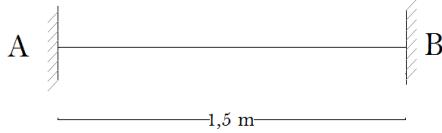
Perletakan diafragma dianggap jepit – jepit. Lendutan dari jembatan yang hasilnya sebagai Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari balok) dapat dicari dengan cara sebagai berikut : Deformasi diafragma, lendutkan maksimum

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{15,5 \text{ m}}{800} = 0,019375 \text{ m}$$

Akibat adanya deformasi sebesar Δ di ujung-ujung batang maka terjadi momen rotasi (θ)

$$\theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,0194 \text{ m}}{15,5 \text{ m}} = 0,00125$$

4.2.5.2.3 Perhitungan Momen



- ◆ Momen akibat lendutan
Momen dihitung dari lendutan di atas,

$$M = \frac{4 EI}{L} \cdot \theta$$

Maka,

$$M = \frac{4 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

Karena permodelan perletakan adalah jepit-jepit, maka ada faktor keamanan = ½. Jadi,

$$M_{BA} = \frac{4 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

$$M_{AB} = \frac{1}{2} M_{BA}$$

$$M_{AB} = \frac{2 EI}{L} \cdot \frac{\Delta}{L}$$

Maka dari rumus di atas dapat dicari rumus momen total.

$$\text{Momen Total Lendutan} = M_{BA} + M_{AB}$$

$$M_{\text{Lendutan}} = \frac{4 EI \Delta}{L^2} \cdot \frac{2 EI \Delta}{L^2}$$

$$= \frac{6 EI \Delta}{L^2}$$

$$= \frac{6 \cdot 23500000 \cdot 0,003125 \cdot 0,0194}{15,5^2}$$

$$= 35,534 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Lendutan ultimit}} &= M_{\text{Lendutan}} \cdot 1,8 \\ &= 35,534 \text{ kN m} \cdot 1,8 \\ &= 63,9617 \text{ kN m} \end{aligned}$$

♦ Momen akibat berat sendiri diafragma

$$quDL = 7,313 \text{ kN/m}$$

$$M_{quDL} = \frac{1}{12} \cdot quDL \cdot L_{\text{diafragma}}^2$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 7,313 \text{ kN/m} \cdot (1,5 \text{ m})^2$$

$$= 1,37 \text{ kN m}$$

♦ Momen Total

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= M_{\text{lendutan}} + M_{quDL} \\ &= 63,96 \text{ kN m} + 1,37 \text{ kN m} \\ &= 65,33 \text{ kN m} \\ &= 65332787,3 \text{ N mm} \end{aligned}$$

4.2.5.2.4 Perhitungan Penulangan Pada Diafragma

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 Mu &= 65332787,3 \text{ N mm} \\
 fc' &= 25 \text{ MPa} \\
 fy &= 400 \text{ MPa} \\
 h &= 500 \text{ mm} \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 470 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{65332787,3 \text{ N mm}}{0,8} \\
 = 81665984,12 \text{ N mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{81665984,12 \text{ N mm}}{300 \cdot (470)^2} = 1,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,027
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,027 = 0,0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 25} = 18,82$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,82} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,82 \cdot 1,23}{400}} \right) \\ &= 0,0032\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0032 < 0,0203 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0035\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 493,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{493,5}{200,96} = 3 \text{ D 16}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan lentur 3 D 16

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \cdot 3 \\ &= 602,88 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 493,5 &< 602,88 (\text{OK})\end{aligned}$$

- Tulangan Tekan

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 493,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{493,5}{490,625} = 2 \text{ D } 25$$

Maka dipasang tulangan lentur 8 D 25

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} P_u &= q_u D L \cdot L_{\text{diafragma}} \\ &= 7,313 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} \\ &= 10,969 \text{ kN} \\ V_u &= 10,969 \text{ kN} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 500 \text{ mm} \\ b &= 300 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 470 \text{ mm} \\ \Phi &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 117500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{300 \cdot 470}{3} \\
 &= 47000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $10968750 < 47000000$
(OK)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $47000000 > 10968750 < 94000000$
(NOT OK)
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $94000000 > 10968750 < 94037600$
(NOT OK)
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $94037600 > 10968750 > 470000$
(NOT OK)
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $470000 < 10968750 > 470000$
(NOT OK)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

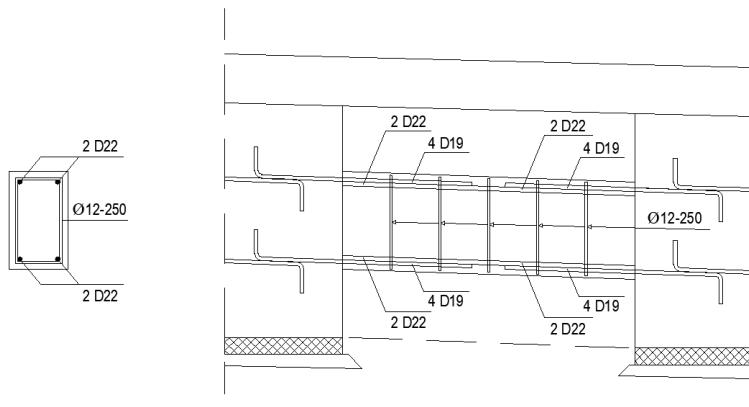
Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}Av &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\&= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\&= 226,08 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}S &= \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\&= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 670}{67000} \\&= 542,592 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm



Gambar 4. 50 Detail Penulangan Diafragma

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Abutment 1

Abutment adalah bangunan bawah yang terdapat di jembatan yang berfungsi menyalurkan beban mati maupun beban hidup dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya.

5.1.1 Desain Dimensi Abutment

Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak dan wing wall. Analisis pembebanan meliputi beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa.

Data – data perencanaan Abutment :

Elevasi muka tanah asli : + 24.875 m

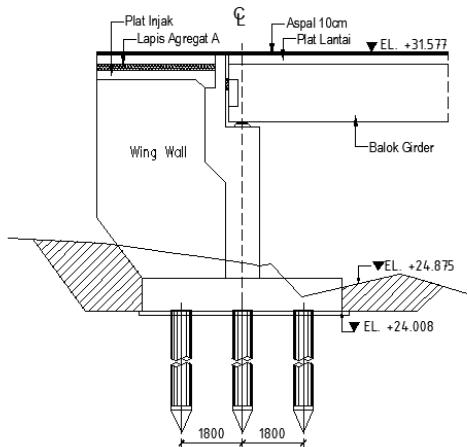
Elevasi lantai kerja abutment : + 24.008 m

Elevasi lantai kendaraan : + 31.577 m

Tinggi abutment rencana : 7.569 m

Lebar abutment : 25.2 m

Panjang bentang jembatan : 23 m



Gambar 5. 1 Perencanaan Abutment

5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment

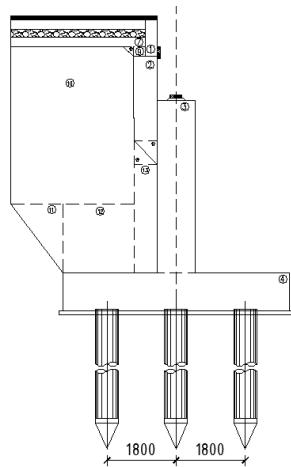
5.1.2.1 Analisis Pembebaan Pada Pondasi Abutment

1. Beban Mati Bangunan Atas
Gaya Reaksi V abutment akibat beban mati

Tabel 5. 1 Gaya Reaksi V abutment akibat beban mati

No	Beban	Parameter Volume			Berat Jenis	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)			
1	Plat Lantai	25,2	0,25	11,5	25	kN/m3	1811,25
2	aspal + overlay	23,4	0,1	11,5	22	kN/m3	592,02
3	air hujan	25,2	0,05	11,5	9,8	kN/m3	142,00
4	parapet	0,3891		11,5	25	kN/m3	111,87
5	balok girder	12,24		11,5	25	kN/m3	3519,00
6	Diafragma	1,05		11,5	25	kN/m3	301,88
Total berat sendiri struktur atas						Wms	6478,01

2. Beban Sendiri Abutment



Gambar 5. 2 Analisis Gaya dan Momen pada Abutment

Tabel 5. 2 Perhitungan Beban Sendiri Abutment

Segmen	Luasan m ²	Lebar m	Volume m ³	Berat (Kn)	X m	Z m
ABUTMENT						
1	0,29	25,2	7,308	182,70	0,651	7,095
2	1,32	25,2	33,264	831,60	0,800	5,519
3	4,47	25,2	112,644	2816,10	0,000	3,234
4	5,90	25,2	148,68	3717,00	0,000	0,500
5	0,18	25,2	4,536	113,40	0,496	4,316
WING WALL						
6	0,18	0,4	0,072	1,80	0,496	4,316
7	0,87	0,4	0,348	8,7	2,551	6,995
8	0,03	0,4	0,012	0,30	1,184	7,804
9	0,07	0,4	0,028	0,70	0,951	6,745
10	13,02	0,4	5,208	130,20	2,700	4,829
11	1,21	0,4	0,484	12,10	3,546	4,546
12	3,31	0,4	1,324	33,10	2,025	1,895
13	1,69	0,4	0,676	16,90	0,800	2,410
TOTAL				7864,60		

Tabel 5. 3 Perhitungan Statis Momen Abutment

W. X	W. Z
kN.m	kN.m
118,94	1296,26
665,28	4589,60
0,00	9107,27
0,00	1858,50
56,25	489,43
0,89	7,77
22,19	60,86
0,36	2,34
0,67	4,72
351,54	628,74
42,91	55,01
67,03	62,72
13,52	40,73
1339,57	18203,94

Sehingga didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya:

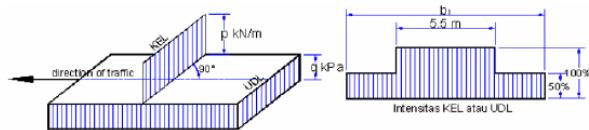
$$X = \frac{1339,57}{7864,60} = 0,170$$

$$Z = \frac{18203,94}{7864,60} = 2,315$$

3. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas (lajur "D") untuk rencana bangunan bawah terdiri dari BTR dan BGT. Asumsi pembebanan BTR dan BGT dimana akan ditempatkan elintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan

lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT



Gambar 5. 3 Asumsi Beban Hidup Lalu Lintas

Data teknis:

$$\text{Panjang bentang jembatan (L)} = 23 \text{ m}$$

$$\text{Lebar perkerasan (b)} = 23,4 \text{ m}$$

$$\text{Beban BGT (P BGT)} = 4,9 \text{ T/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis (1+DLA)} = 1,4$$

$$\text{Beban BTR (q BTR)} = 0,9 \text{ T/m}$$

Total Beban BTR

$$\begin{aligned} V_{\text{BTR}} &= ((5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\ &= ((5,5 \times 0,9) + ((23,4 - 5,5) \times 0,5 \times 0,9) \\ &\quad \times 23 \\ &= 208,845 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Total Beban BGT

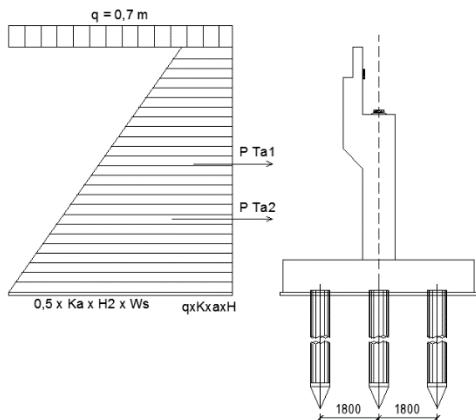
$$\begin{aligned} V_{\text{BGT}} &= 5,5 \times [P_{\text{BGT}} \times (1 + DLA) + (b - 5,5 \times \\ &\quad (P_{\text{BGT}} \times (1 + DLA)))] \\ &= 5,5 \times [4,9 \times (1 + 0,4) + (23,4 - 5,5 \times (\\ &\quad 4,9 \times (1 + 0,4)))] \\ &= 23,4 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas:

$$\begin{aligned} V_{\text{Total}} &= V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ &= 190,215 \text{ Ton} + 23,4 \text{ Ton} \\ &= 213,615 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 7.4 tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal γ_s , C, dan ϕ_t . Pada bagian tanah di belakang dinding abutment terdapat beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,70 m berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek gulung pada abutment.



Gambar 5. 4 Beban Tekanan Tanah Aktif pada Abutment

Data teknis:

Tinggi timbunan (H)	= 6,569 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m
Sudut geser tanah (ϕ)	= 21°
Lebar abutment (B_y)	= 25,2 m
Ka	$\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ $= \tan^2(45^\circ - 21^\circ/2)$ $= 0,472$

q	$= 0,7 \times \gamma_t$ $= 0,7 \times 18$ $= 12,6 \text{ kN/m}$
P_{Ta_1}	$= q \times K_a \times H \times B_y$ $= 12,6 \times 0,472 \times 6,569 \times 25,2 \text{ m}$ $= 985,233 \text{ kN}$
P_{Ta_2}	$= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y$ $= \frac{1}{2} \times 0,472 \times 18 \times 6,569^2 \times 25,2 \text{ m}$ $= 4622,854 \text{ kN}$
Total	$= 985,233 \text{ kN} + 4622,854 \text{ kN}$ $= 5608,087 \text{ kN}$

5. Beban Tekanan Tanah Akibat Gempa

Tekanan tanak aktif juga diperhitungkan akibat gempa. (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tebok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6.

Data teknis:

Berat jenis tanah (γ_t)	$= 18 \text{ kN/m}$
Sudut geser tanah (ϕ)	$= 21^\circ$
Rencana sudut tembok (δ)	$= 15^\circ$
Sudut kemiringan timbunan (α)	$= 0,00^\circ$
Sudut kemiringan tepi belakang tembok (β)	$= 0,00^\circ$
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	$= 0,472$
Koefisien gempa horizontal (K_h)	$= A_s \times 0,5$ $= 0,25 \times 1,31 \times 0,5$ $= 0,164$
Sudut geser tanah nominal (θ)	$= \tan^{-1} K_h$ $= 9,314^\circ$

a. Koefisien Tekanan Tanah Dinamis

$$\begin{aligned}\mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left(1 + \sqrt{\frac{0,588 \times 0,203}{0,81 \times 1}} \right)^2 \\ &= 1,914\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{0,959}{1,914 \times 0,987 \times 1 \times 0,911} \\ &= 0,557\end{aligned}$$

b. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\begin{aligned}E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 6,569^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,557 \\ &= 216,3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutment (By)

$$\begin{aligned}E_{AE} &= 216,3 \text{ kN/m} \times 25,2 \text{ m} \\ &= 5451,546 \text{ kN}\end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6.

Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1)$$

Nilai Csm dan R didapatkan berdasarkan beberapa persamaan yang terdapat beberapa faktor sinus gempa (F PGA, S1 dan SS) yang dimana nilainya didapatkan berdasarkan zonasi gempa di wilayah Indonesia yang ada pada halaman berikutnya

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

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t_i}{n}} = \frac{30}{0,949} = 31,61$$

Menentukan Kelas Situs

Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 31,61$ kemudian di plot pada table kelas situs maka didapat kelas situs tanah sedang

Tabel 5. 4 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :			
<ol style="list-style-type: none"> Indeks plastisitas, PI > 20; Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa 			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti :		
	<ul style="list-style-type: none"> Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likufaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m 		

- Menentukan Faktor Situs

Penentuan faktor amplifikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** sesuai daerah lokasi jembatan

Tabel 5. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt
(F_{PGA}/Fa)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuhan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuhan (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

Didapat dari peta gempa PUSJATAN

$$PGA = 0,255$$

$$S_s = 0,5$$

$$S_1 = 0,243$$

Interval F PGA		Interval Fa	
0,2	1,4	0,5	1,4
0,243	1,31	0,5	1,4
0,3	1,2	0,75	1,2

Didapat nilai $F_{PGA} = 1,31$ dan $Fa = 1,24$ dengan menggunakan interpolasi

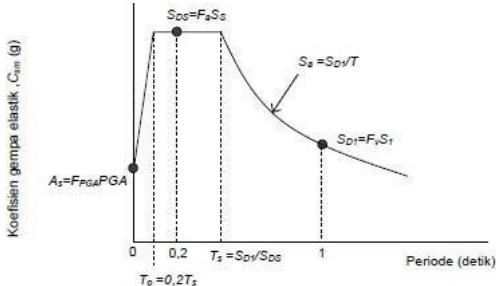
Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuhan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuhan (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

Interval Fv	
0,2	2
0,243	1,91
0,3	1,8

Didapat nilai $Fv = 1,91$ dengan menggunakan interpolasi

- Menghitung Respons Spektrum



Gambar 5. 5 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan

Respon Spektrum Rencana

$$\begin{aligned} As &= F \cdot PGA \times PGA \\ &= 1,31 \times 0,255 \\ &= 0,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,24 \times 0,5 \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,91 \times 0,243 \\ &= 0,47 \end{aligned}$$

Periode Gempa
 $T = 0,2$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_S}$$

$$= \frac{0,47}{0,7}$$

$$= 0,668$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \cdot T_s \\ &= 0,2 \cdot 0,668 \\ &= 0,134 \end{aligned}$$

Didapatkan
 $T > T_0$
 $0,2 > 0,134$

Koefisien respons gempa elastic
 $C_{sm} = S DS$
 $= 0,7$

Perhitungan Beban Gempa

a. Gempa pada bangunan atas

$$Eq_1 = \frac{C_{sm}}{R} W_t$$

$$= \frac{0,7}{1} \times 6478,01$$

$$= 4534,609 \text{ kN}$$

b. Gempa pada struktur bangunan bawah

$$\begin{aligned} Eq_2 &= \frac{Csm}{R} Wt \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 7855,90 \\ &= 3666,0867 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Beban Angin

$$T_{Ew} = 0,0012 \times C_w \times Vw^2 \times Ab$$

Data Teknis:

Kecepatan angin rencana (VW)	= 25 m/s
Lebar Jembatan (b)	= 25,2 m
Tinggi samping jembatan	= 1,45 m
Bentang jembatan	= 38,5 m
Luas bagian samping (Ab)	= 55,825 m ²
Koefisien seret (Cw)	= 1,25

$$\begin{aligned} T_{Ew} &= 0,0012 \times C_w \times Vw^2 \times Ab \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times 25^2 \times 55,825 \text{ m}^2 \\ &= 52,336 \text{ kN} \end{aligned}$$

8. Beban Rem (Berdasarkan SNI 1725-2016)

Analisis beban rem berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan maka gaya rem diambil sebesar 5% beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis. Pengaruh penggereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m diatas permukaan lantai jembatan.

Faktor beban ultimit K_{TB} = 2,0

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 5\% \times (V_{BTR} + V_{BGT}) \times K_{TB} \\ &= 213,615 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)} \\
 & = h_{\text{girder}} + h_{\text{dinding abutment}} + \text{pilecap abutment} \\
 & = 1,7 \text{ m} + 4,469 \text{ m} + 1 \text{ m} \\
 & = 7,169 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem adalah:

$$\begin{aligned}
 \text{MTB} &= T_{\text{TB}} \times Y_{\text{TB}} \\
 &= 213,615 \text{ kN} \times 7,169 \text{ m} \\
 &= 1531,406 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Tabel 5. 7 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

Abutment 1

No	Uraian	V	Hx	Hy	M.x	M.y
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
I	Beban Tetap					
	Struktur Atas	6478,01				
	Abutment	7855,90			1338,08	
	Tek. Tanah Aktif 1		985,23		3236,00	
	Tek. Tanah Aktif 2		4622,85		10122,51	
II	Beban Hidup					
	UDL + KEL	2136,15				
	Beban Rem		106,81		1531,41	
	Beban Angin			52,34		402,99
III	Aksi Lain (Gempa)					
	Eq Struktur Atas		4534,61	4534,61	34916,49	34916,49
	Eq Abutment		3666,09	3666,09	8485,78	8485,78
	Eq Tek. Tanah Dinamis		5451,55		17905,60	

Kombinasi-kombinasi untuk perhitungan kekuatan pondasi:

Kombinasi 1 (D + L + T_a)

Tabel 5. 8 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	14333,913			1338,084	
2	Beban Lajur	1,00	2136,150				
3	Tekanan Tanah	1,00		5608,087		13358,508	
	Total		16470,063	5608,087	0,000	14696,591	0,000

Kombinasi 2 (D + L + T_a + T_b)

Tabel 5. 9 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	14333,913			1338,084	
2	Beban Lajur	1,00	2136,150				
3	Tekanan Tanah	1,00		5608,087		13358,508	
4	Beban Rem	1,00		106,808		1531,406	
	Total		16470,063	5714,895	0,000	16227,997	0,000

Kombinasi 3 (D + L + T_a + T_b + T_{ew})

Tabel 5. 10 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	14333,913			1338,084	
2	Beban Lajur	1,00	2136,150				
3	Tekanan Tanah	1,00		5608,087		13358,508	
4	Beban Rem	1,00		106,808		1531,406	
5	Beban Angin	1,00			52,336		402,987
	Total		16470,063	5714,895	52,336	16227,997	402,987

Kombinasi 4 ($D + Ex + 30\% Ey + T_{aq}$)

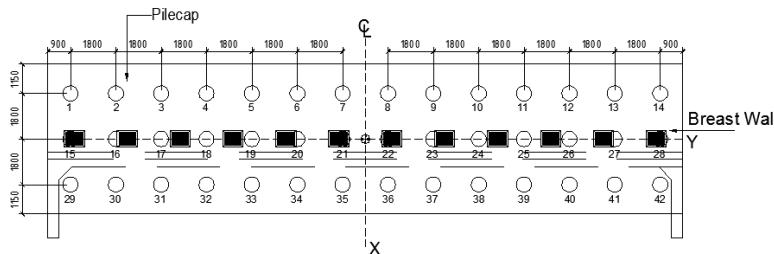
Tabel 5. 11 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	14333,913			1338,084	
2	Beban Gempa	1,00		8200,696	2460,209	43402,267	13020,680
3	Tek. Dinamis Ak. Gempa	1,00		5451,546		17905,603	
	Total		14333,913	13652,242	2460,209	62645,954	13020,680

Kombinasi 5 ($D + 30\% Ex + Ey + T_{aq}$)

Tabel 5. 12 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	14333,913			1338,084	
2	Beban Gempa	1,00		2460,209	8200,696	13020,680	43402,267
3	Tek. Dinamis Ak. Gempa	1,00		5451,546		17905,603	
	Total		14333,913	7911,755	8200,696	32264,367	43402,267



Gambar 5. 6 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment 1

X = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

Y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

n = Jumlah tiang pancang

$$= 42$$

5.1.2.3 Beban Maksimum pada Kelompok Tiang

$$P_{\text{maks}} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X_{\text{maks}}}{ny \cdot \Sigma y^2}$$

Keterangan:

- Pu = Gaya aksial yang terjadi
- My = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y
- Mx = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu X
- Xmax = Jarak tiang arah sumbu X terjauh
- Ymax = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh
- Σx^2 = Jumlah kuadrat X
- Σy^2 = Jumlah kuadrat Y
- Nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
- Ny = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
- Np = Jumlah tiang

Tabel 5. 13 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang

No	x	y	x^2	y^2	Komb.1	Komb. 2	Komb.3
	m	m	m2	m2	kN	kN	kN
1	1,8	-11,7	3,24	136,89	314,38	306,28	314,28
2	1,8	-9,9	3,24	98,01	326,35	319,49	327,49
3	1,8	-8,1	3,24	65,61	338,31	332,70	340,70
4	1,8	-6,3	3,24	39,69	350,27	345,91	353,91
5	1,8	-4,5	3,24	20,25	362,24	359,12	367,12
6	1,8	-2,7	3,24	7,29	374,20	372,33	380,33
7	1,8	-0,9	3,24	0,81	386,16	385,54	393,54
8	1,8	0,9	3,24	0,81	398,13	398,75	406,74
9	1,8	2,7	3,24	7,29	410,09	411,96	419,95
10	1,8	4,5	3,24	20,25	422,05	425,17	433,16
11	1,8	6,3	3,24	39,69	434,01	438,38	446,37
12	1,8	8,1	3,24	65,61	445,98	451,59	459,58
13	1,8	9,9	3,24	98,01	457,94	464,80	472,79
14	1,8	11,7	3,24	136,89	469,90	478,01	486,00
15	0	-11,7	0	136,89	314,38	306,28	306,28

16	0	-9,9	0	98,01	326,35	319,49	319,49
17	0	-8,1	0	65,61	338,31	332,70	332,70
18	0	-6,3	0	39,69	350,27	345,91	345,91
19	0	-4,5	0	20,25	362,24	359,12	359,12
20	0	-2,7	0	7,29	374,20	372,33	372,33
21	0	-0,9	0	0,81	386,16	385,54	385,54
22	0	0,9	0	0,81	398,13	398,75	398,75
23	0	2,7	0	7,29	410,09	411,96	411,96
24	0	4,5	0	20,25	422,05	425,17	425,17
25	0	6,3	0	39,69	434,01	438,38	438,38
26	0	8,1	0	65,61	445,98	451,59	451,59
27	0	9,9	0	98,01	457,94	464,80	464,80
28	0	11,7	0	136,89	469,90	478,01	478,01
29	-1,8	-11,7	3,24	136,89	314,38	306,28	298,29
30	-1,8	-9,9	3,24	98,01	326,35	319,49	311,50
31	-1,8	-8,1	3,24	65,61	338,31	332,70	324,71
32	-1,8	-6,3	3,24	39,69	350,27	345,91	337,91
33	-1,8	-4,5	3,24	20,25	362,24	359,12	351,12
34	-1,8	-2,7	3,24	7,29	374,20	372,33	364,33
35	-1,8	-0,9	3,24	0,81	386,16	385,54	377,54
36	-1,8	0,9	3,24	0,81	398,13	398,75	390,75
37	-1,8	2,7	3,24	7,29	410,09	411,96	403,96
38	-1,8	4,5	3,24	20,25	422,05	425,17	417,17
39	-1,8	6,3	3,24	39,69	434,01	438,38	430,38
40	-1,8	8,1	3,24	65,61	445,98	451,59	443,59
41	-1,8	9,9	3,24	98,01	457,94	464,80	456,80
42	-1,8	11,7	3,24	136,89	469,90	478,01	470,01
			90,72	2211,3			

Lanjutan. Perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang

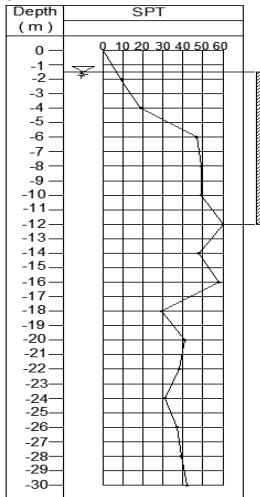
No	x	y	x^2	y^2	Komb. 4	Komb. 5
	m	m	m2	m2	kN	kN
1	1,8	-15,3	3,24	234,09	268,17	1031,73
2	1,8	-13,5	3,24	182,25	319,16	1057,99
3	1,8	-11,7	3,24	136,89	370,16	1084,26
4	1,8	-9,9	3,24	98,01	421,15	1110,52
5	1,8	-8,1	3,24	65,61	472,15	1136,78
6	1,8	-6,3	3,24	39,69	523,14	1163,04
7	1,8	-4,5	3,24	20,25	574,13	1189,31
8	1,8	-2,7	3,24	7,29	625,13	1215,57
9	1,8	-0,9	3,24	0,81	676,12	1241,83
10	1,8	0,9	3,24	0,81	727,12	1268,10
11	1,8	2,7	3,24	7,29	778,11	1294,36
12	1,8	4,5	3,24	20,25	829,10	1320,62
13	1,8	6,3	3,24	39,69	880,10	1346,89
14	1,8	8,1	3,24	65,61	931,09	1373,15
15	1,8	9,9	3,24	98,01	9,82	170,57
16	1,8	11,7	3,24	136,89	60,82	196,84
17	1,8	13,5	3,24	182,25	111,81	223,10
18	1,8	15,3	3,24	234,09	162,81	249,36
19	0	-15,3	0	234,09	213,80	275,63
20	0	-13,5	0	182,25	264,79	301,89
21	0	-11,7	0	136,89	315,79	328,15
22	0	-9,9	0	98,01	366,78	354,42
23	0	-8,1	0	65,61	417,77	380,68
24	0	-6,3	0	39,69	468,77	406,94
25	0	-4,5	0	20,25	519,76	433,20
26	0	-2,7	0	7,29	570,76	459,47
27	0	-0,9	0	0,81	621,75	485,73
28	0	0,9	0	0,81	672,74	511,99
29	0	2,7	0	7,29	-248,52	-690,58
30	0	4,5	0	20,25	-197,53	-664,32

31	0	6,3	0	39,69	-146,54	-638,06
32	0	8,1	0	65,61	-95,54	-611,79
33	0	9,9	0	98,01	-44,55	-585,53
34	0	11,7	0	136,89	6,45	-559,27
35	0	13,5	0	182,25	57,44	-533,00
36	0	15,3	0	234,09	108,43	-506,74
37	-1,8	-15,3	3,24	234,09	159,43	-480,48
38	-1,8	-13,5	3,24	182,25	210,42	-454,21
39	-1,8	-11,7	3,24	136,89	261,42	-427,95
40	-1,8	-9,9	3,24	98,01	312,41	-401,69
41	-1,8	-8,1	3,24	65,61	363,40	-375,42
42	-1,8	-6,3	3,24	39,69	414,40	-349,16
		77,76	3896,1			

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 1373,15 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.1.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Berikut adalah perhitungan daya dukung tanah berdasarkan penyelidikan data tanah SPT.



Gambar 5. 7 Data Tanah SPT

$$Q_u = R_t + R_f \text{ (Ton)}$$

$$R_t = q_d \times A_p \text{ tiang (Ton)}$$

$$R_f = \sum l_i \cdot f_i \times A_s \text{ tiang (Ton)}$$

$$q_d = (q_d/N) \times N \text{ rata-rata}$$

q_d/N = (diagram q_d/N , Mekanika Tanah dan Teknik pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsno, Kazuto N)

I = Nilai penetrasi/ Diameter tiang pancang

li = Panjang segmen yang ditinjau (m)

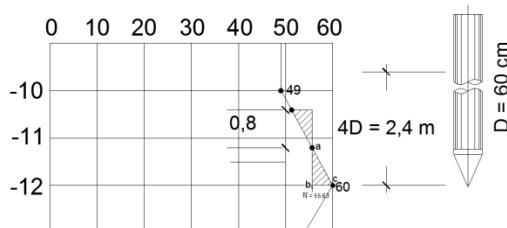
fi = Gaya geser pada selimut tiang

= $N/5$ (≤ 10) Tanah Berpasir

= N (≤ 12) Tanah Kohesif

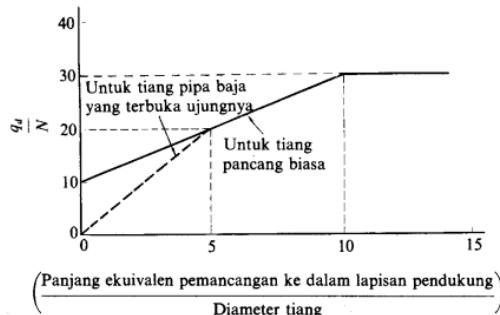
Data Perencanaan Tiang Pancang:

1. Mencari panjang ekivalen dari penetrasi tiang:
 - a. Harga N pada ujung tiang $N_1 = 60$
 - b. Harga N rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang
- $$N_2 = \frac{47 + 49 + 49 + 60}{4} = 51,52$$
- c. $N = \frac{N_1 + N_2}{2} = 55,63$
 - d. Gambar cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung



Gambar 5. 8 Menentukan Panjang Ekuivalen Penetrasi sampai ke Lapisan Pendukung

2. Daya dukung pada ujung tiang : karena menggunakan spun pile (tiang pancang biasa) maka dipakai garis lurus penuh pada gambar berikut.



Gambar 5. 9 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pada pondasi pada ujung tiang

$$\frac{I}{D} = \frac{1,60}{0,6} = 2,67$$

$$\frac{qd}{N} = N \text{ (diperoleh melalui grafik)}$$

$$qd = 15,33 \cdot N$$

$$qd = 15,33 \cdot 55,63 = 852,92 \text{ ton/m}^2$$

Daya dukung ujung tiang :

$$Rt = 852,92 \cdot \frac{1}{4}\pi D^2 = 241,16 \text{ ton}$$

3. Gaya geser maksimum dinding tiang : Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari data gambar hasil SPT tanah dan f_l yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada tabel berikut

(Satuan: t/m²)

Jenis tiang Jenis tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 R_f &= \text{Keliling penampang tiang} \times \Sigma l_i f_i \\
 &= 3,14 \times 0,6 \times 133 \\
 &= 250,70 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4. Daya Dukung Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_u &= R_f + R_t \\
 &= 167,76 \text{ ton} + 250,70 \text{ ton} \\
 &= 418,46 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5. Daya Dukung yang Diijinkan

a. Untuk beban sementara

$$\begin{aligned}
 (R_u/S_f) - W_p &= 418,46 \text{ ton} / 2 - 4,72 \\
 &= 204,51 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Untuk beban tetap

$$(Ru/Sf) - W_p = 418,46 \text{ ton} / 3 - 4,72 \\ = 134,77 \text{ ton}$$

Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	f _i	l _i *tebal	$\Sigma (l_i \times f_i)$	N2 (4D)
			(t/m ²)	(t/m)		
0	Lanau kelempungan berpasir halus	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	Lanau kepasiran sedikit lempung	9	9,00	18,00	18,00	4,50
-4	Lanau kepasiran sedikit berkerikil	19	9,50	19,00	37,00	9,33
-6	Lanau kepasiran sedikit berkerikil	47	12,00	24,00	61,00	18,75
-8	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	85,00	31,00
-10	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	109,00	41,00
-12	Cadas pasir ural	60	12,00	24,00	133,00	51,25
-14	Cadas pasir ural	48	12,00	24,00	157,00	51,50
-16	Lanau kelempungan sedikit berpasir	58	12,00	24,00	181,00	53,75
-18	Lanau kelempungan sedikit berpasir	29	12,00	24,00	205,00	48,75
-20	Pasir lanau kelempungan	41	12,00	24,00	229,00	44,00
-22	Lanau kelempungan berorganil	38	12,00	24,00	253,00	41,50
-24	Lanau kelempungan berorganil	31	12,00	24,00	277,00	34,75
-26	Lanau kelempungan berorganil	37	12,00	24,00	301,00	36,75
-28	Lempung kelanauan	39	12,00	24,00	325,00	36,25
-30	Lempung kelanauan	42	12,00	24,00	349,00	37,25

Depth (m)	N	Nilai Penetrasi	I	qd/N	qd	Rt	Rf
0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
-2	6,75	1,00	1,67	13,333	90,00	25,45	33,93
-4	14,17	1,94	3,23	16,453	233,09	65,90	69,74
-6	32,88	2,08	3,47	16,933	556,68	157,40	114,98
-8	40,00	1,28	2,13	14,267	570,67	161,35	160,22
-10	45,00	0,88	1,47	12,933	582,00	164,56	205,46
-12	55,63	1,60	2,67	15,333	852,92	241,16	250,70
-14	49,75	0,58	0,97	11,933	593,68	167,86	295,94
-16	55,88	0,86	1,43	12,867	718,93	203,27	341,18
-18	38,88	1,38	2,30	14,600	567,58	160,48	386,42
-20	42,50	0,20	0,33	10,667	453,33	128,18	431,65
-22	39,75	0,42	0,70	11,400	453,15	128,13	476,89
-24	32,88	1,06	1,77	13,533	444,91	125,79	522,13
-26	36,88	0,08	0,13	10,267	378,58	107,04	567,37
-28	37,63	1,76	2,93	15,867	596,98	168,79	612,61
-30	39,63	4,34	7,23	24,467	969,49	274,12	657,85

Depth (m)	Wp	Ru (Ton)	P ijin tiang (ton)		P cabut tiang (ton)
			2	3	6
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	0,79	59,38	28,90	19,01	9,11
-4	1,57	135,65	66,25	43,64	21,04
-6	2,36	272,38	133,83	88,44	43,04
-8	3,14	321,57	157,64	104,05	50,45
-10	3,93	370,02	181,08	119,41	57,74
-12	4,72	491,86	241,21	159,24	77,26
-14	5,50	463,80	226,40	149,10	71,80
-16	6,29	544,45	265,94	175,19	84,45
-18	7,07	546,89	266,37	175,22	84,07
-20	7,86	559,83	272,06	178,75	85,45
-22	8,65	605,02	293,86	193,03	92,19
-24	9,43	647,93	314,53	206,54	98,56
-26	10,22	674,41	326,99	214,59	102,18
-28	11,00	781,40	379,70	249,46	119,23
-30	11,79	931,97	454,19	298,87	143,54

Kontrol:

Pu Bahan (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Kontrol
505,40	419,86	OK
P Sementara (ton)	P Ijin Sementara (ton)	
137,32	241,21	OK
P Tetap (ton)	P Ijin Tetap (ton)	
49,164	77,26	OK
P Bahan (ton)	P Aksial (ton)	
252,7	137,32	OK

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan (safety

factor) tertentu, disini faktor kemanan ditetapkan sebesar 2,5.

$$P_{\text{Cabut Maks}} (\text{ton}) = -69,06$$

$$Kapasitas Cabut (\text{ton}) = 77,26$$

5.1.2.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Perhitungan efisiensi tiang kelompok adalah sebagai berikut :

$$Eg = 1 - 0 \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$\text{Diameter tiang pancang, } D = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang, } S = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu kolom, } m = 14$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris, } n = 3$$

$$\theta = \text{arc tan} (D/s) = 18,43$$

$$Eg = 0,695$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang

$$= Eg \cdot \text{jumlah pile} \cdot \text{daya dukung tiang}$$

$$= 0,695 \times 42 \times 491,856$$

$$= 14359,23 \text{ ton}$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang > P_u

$$14359,23 \text{ ton} > 1667,436 \text{ ton (OK)}$$

5.1.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

5.1.2.7.1 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Dari tabel Gaya Aksial per tiang dapat diketahui gaya aksial terbesar yang terjadi pada tiang adalah sebagai berikut:

$$P_{\text{aksial}} = 137,32 \text{ ton}$$

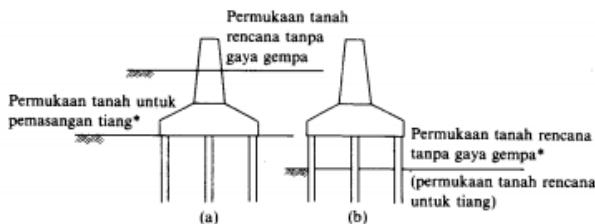
Kontrol:

$$\begin{aligned} P_{\text{aksial}} &< P_{\text{bahan}} \\ 137,32 \text{ ton} &< 252,7 \text{ ton} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.1.2.7.2 Kontrol Terhadap Beban Horizontal

Untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan didalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelagar diatas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koefisien reaksi lapisan tanah dibawahnya.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan diatasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang berasal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (bearing capacity). Berikut ini adalah detail perhitungan untuk tiang yang terbenam di dalam tanah:



*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gambar 5. 10 Cara menentukan permukaan tanah rencana tiang

$$Ha = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta a$$

Ha = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm)

β = Nilai karakteristik tiang

Mencari Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta a^{-0.5}$$

$E_o = 28 \text{ N SPT min}$

$$= 28 \cdot 19,867$$

$$= 556,267 \text{ kg/cm}^2$$

$$D^{-0.75} = 60^{-0.75}$$

$$= 0,04639 \text{ (cm)}$$

$$\delta a^{0.5} = 1^{-0.5}$$

$$= 1 \text{ cm}$$

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta a^{-0.5}$$

$$= 0.2 \cdot 556,267 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,04639 \cdot 1$$

$$= 5,161 \text{ kg/cm}^3$$

Mencari Nilai Karakteristik Tiang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

$$K = 5,161 \text{ kg/cm}^3$$

$$D = 60 \text{ cm}$$

$$E = 4700 \cdot f_c^{0.5} \cdot 10$$

$$= 4700 \cdot 49,8^{0.5} \cdot 10$$

$$= 331674,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/64 \pi \cdot (Dl^4 - Dd^4)$$

$$= 1/64 \pi \cdot (60^4 - 50^4)$$

$$= 329376,4 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4 EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{5,161 \cdot 60}{4 \cdot 331674,84 \cdot 329376,4}} = 0,005159368$$

Mencari Daya Dukung Mendatar Yang Dijinkan

$$Ha = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta a$$

$$= \frac{5,161 \cdot 60}{0,0052} \cdot 1$$

$$= 60014,25 \text{ kg} = 600,1425 \text{ kN}$$

Mencari Gaya-gaya Horizontal yang Bekerja

- Gaya-gaya horizontal (Hx) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya :

Tabel 5. 15 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara

Beban (Hx)	Gaya (kN)
Beban Rem	106,808
Beban 100% akibar gempa (Struktur Atas + Abutment)	8200,6959
Tekanan Tanah Dinamis gempa	5451,546
Total	13759,049

- Gaya-gaya horizontal (Hy) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu y, diantaranya :

Tabel 5. 16 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara

Beban (Hx)	Gaya (kN)
30 % Beban Gempa struktur atas	1360,383
30 % Beban Gempa abutment	1099,826
Beban Angin	52,336
Total	2512,545

Kontrol Daya Dukung Horizontal

Total Beban Horizontal yang bekerja :

$$\begin{aligned} H &= (\text{Hx}^2 + \text{Hy}^2)^{0.5} \\ &= (13769,264^2 + 2512,545^2)^{0.5} \\ &= 13996,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Horizontal yang diterima per tiang:

$$\begin{aligned} H_{\text{tiang}} &= \frac{13986,58}{42} \\ &= 333,014 \text{ kN} \\ H_{\text{per tiang}} &< H_a \\ 333,014 \text{ kN} &< 707,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.1.2.7.3 Kontrol Momen

$$\text{Momen pada Tiang Pancang} = 0,2079 \cdot \frac{H}{2 \cdot \beta}$$

$$\begin{aligned} &= 0,2079 \cdot \frac{333,014}{2 \cdot 0,0052} \\ &= 670949,992 \text{ kg.cm} \\ &= 67,0949992 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi < Momen Ultimate

$$67,1 \text{ kN.m} < 170 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

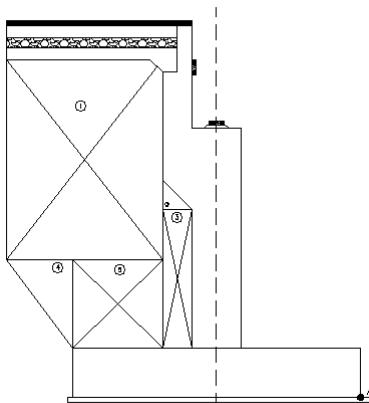
5.1.3 Kontrol Stabilitas Abutment

Pada kontrol stabilitas abutment terdiri dari kontrol stabilitas guling dan kontrol stabilitas geser.

5.1.3.1 Kontrol Stabilitas Guling

Titik guling berada di ujung pilecap

- a. Momen Penahan Guling



Gambar 5.11 Titik Guling A pada Abutment

Letak titik guling A pada abutment

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1,1$$

Berat tanah timbunan diatas pile cap

Tabel 5. 17 Berat timbunan tanah diatas pilecap

Segmen	H m	B m	L m	Volume m³	Berat (kN)	x m	Momen kN.m
1	4,1	3,2	25,2	329,11	5924,05	4,83	28607,25
2	0,6	0,6	25,2	4,54	81,65	4,02	328,22
3	0,6	2,8	25,2	42,64	767,49	2,41	1849,65
4	1,4	1,8	25,2	30,45	548,16	1,60	874,87
5	1,8	1,8	25,2	83,36	1500,45	1,90	2843,34
						Total	34503,338

Rekapitulasi momen penahan abutment

Tabel 5. 18 Rekapitulasi momen penahan abutment

Gaya Penahan	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Beban Bangunan Atas	6478,013	7,7	1,3	64844,91
Beban Abutment	7855,900	2,31467	1,3	23638,95
Beban tanah poer 1	5924,052	4,829	1,25	35759,06
Beban tanah poer 2	81,648	4,02	1,25	410,28
Beban tanah poer 3	767,491	2,41	1,25	2312,07
Beban tanah poer 4	1500,446	1,895	1,25	3554,18
			Total	126965,27

b. Momen Penyebab Guling

Rekapitulasi momen penahan abutment

Tabel 5. 19 Rekapitulasi momen guling abutment

Gaya Guling	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Tekanan tanah aktif 1	985,2330485	3,2845	1,25	4044,9974
Tekanan tanah aktif 2	4622,854211	2,19	1,25	12653,137
			Total	16698,135

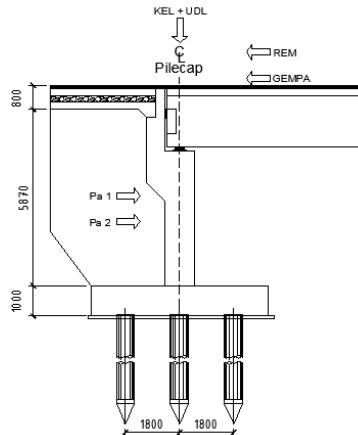
$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1,1$$

$$\frac{126965,27}{16698,13} > 1,1 \\ 7,604 > 1,1 \text{ (OK)}$$

5.1.4 Perhitungan Pile Cap

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap.

5.1.4.1 Analisis Pembebanan Pile Cap



Gambar 5. 12 Beban Pada Poer Abutment

Tabel 5. 20 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x	y	z
		kN	kN	kN	m	m	m
I	Beban Tetap						
	Struktur Atas	6478,01					
	Abutment	7855,90			0,170		
	Tek. Tanah Aktif 1		985,23			3,28	
	Tek. Tanah Aktif 2		4622,85			2,19	
II	Peng. Beban Hidup						
	UDL + KEL	2136,15					
	Beban Rem		106,81				
	Beban Angin			52,34		7,70	
III	Aksi Lain (Gempa)						
	Eq Struktur Atas		4534,61	4534,61		7,70	
	Eq Abutment		3666,09	3666,09		2,31	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		5451,55			3,28	

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pilecap

No	URAIAN	Mx	My
		kN.m	kN.m
I	Beban Tetap		
	Struktur Atas		
	Abutment	1338,08	
	Tek. Tanah Aktif 1	3236,00	
	Tek. Tanah Aktif 2	10122,51	
II	Peng. Beban Hidup		
	UDL + KEL		
	Beban Rem	1531,41	
	Beban Angin		402,99
III	Aksi Lain (Gempa)		
	Eq Struktur Atas	34916,49	34916,49
	Eq Abutment	8485,78	8485,78
	Eq Tek. Tanah Dinamis	17905,60	

Kombinasi yang digunakan untuk kekuatan pondasi adalah :

Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta)

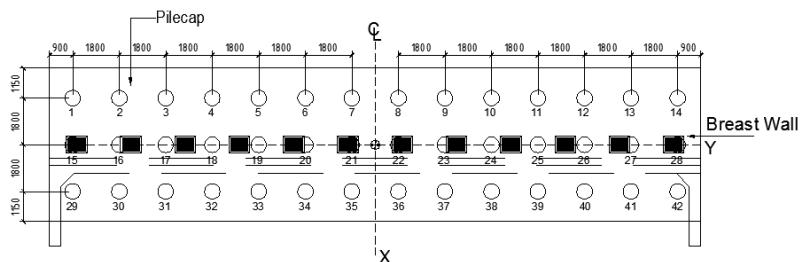
No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	18634,09			1739,51	
2	Tekanan Aktif	1,25		7010,11		16698,13	
3	Beban lajur	2,00	4272,30			0,00	
4	Beban rem	2,00		106,81		3062,81	
5	Beban angin	1,20			62,80		483,58
	Total		22906,39	7116,92	62,80	21500,46	483,58

Kombinasi 2 (1,3D + 30%Ex + Ey)

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	18634,09			1739,51	
2	Beban gempa	1,00		2460,21	8200,70	13020,68	43402,27
3	Tek. Tanah Dinamis	1,00		5451,55		17905,60	
	Total		18634,09	7911,75	8200,70	32665,8	43402,27

Kombinasi 3 (1,3D + Ex + 30%Ey)

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	18634,09			56422,9	
2	Beban gempa	1,00		8200,70	2460,21	43402,27	13020,68
3	Tek. Tanah Dinamis	1,00		5451,55		17905,60	
	Total		18634,09	13652,24	2460,21	117730,8	13020,68



Gambar 5. 13 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

Konfigurasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

n = Jumlah tiang pancang

$$= 42$$

5.1.4.2 Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

$$P_{\text{maks}} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{My \cdot x_{\text{maks}}}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y_{\text{maks}}}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

Keterangan:

P_u = Gaya aksial yang terjadi

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

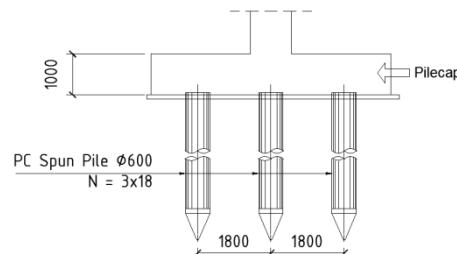
Xmax	= Jarak tiang arah sumbu X terjauh
Ymax	= Jarak tiang arah sumbu Y terjauh
Σx^2	= Jumlah Kuadrat X
Σy^2	= Jumlah Kuadrat Y
Nx	= Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
<td>= Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y</td>	= Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
Np	= Jumlah tiang

Tabel 5. 21 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1,8	-11,70	3,24	136,89	441,23	1131,99	79,10
2	1,8	-9,90	3,24	98,01	458,73	1158,58	174,93
3	1,8	-8,10	3,24	65,61	476,23	1185,17	270,77
4	1,8	-6,30	3,24	39,69	493,73	1211,76	366,60
5	1,8	-4,50	3,24	20,25	511,23	1238,35	462,43
6	1,8	-2,70	3,24	7,29	528,73	1264,94	558,27
7	1,8	-0,90	3,24	0,81	546,23	1291,53	654,10
8	1,8	0,90	3,24	0,81	563,74	1318,12	749,93
9	1,8	2,70	3,24	7,29	581,24	1344,71	845,77
10	1,8	4,50	3,24	20,25	598,74	1371,30	941,60
11	1,8	6,30	3,24	39,69	616,24	1397,89	1037,43
12	1,8	8,10	3,24	65,61	633,74	1424,48	1133,26
13	1,8	9,90	3,24	98,01	651,24	1451,07	1229,10
14	1,8	11,70	3,24	136,89	668,74	1477,66	1324,93
15	0	-11,70	0	136,89	431,63	270,83	-179,25
16	0	-9,90	0	98,01	449,13	297,42	-83,41
17	0	-8,10	0	65,61	466,63	324,01	12,42
18	0	-6,30	0	39,69	484,14	350,60	108,25

19	0	-4,50	0	20,25	501,64	377,19	204,09	
20	0	-2,70	0	7,29	519,14	403,78	299,92	
21	0	-0,90	0	0,81	536,64	430,37	395,75	
22	0	0,90	0	0,81	554,14	456,96	491,59	
23	0	2,70	0	7,29	571,64	483,55	587,42	
24	0	4,50	0	20,25	589,14	510,14	683,25	
25	0	6,30	0	39,69	606,65	536,73	779,08	
26	0	8,10	0	65,61	624,15	563,32	874,92	
27	0	9,90	0	98,01	641,65	589,91	970,75	
28	0	11,70	0	136,89	659,15	616,50	1066,58	
29	-1,8	-11,70	3,24	136,89	422,04	-590,32	-437,59	
30	-1,8	-9,90	3,24	98,01	439,54	-563,73	-341,76	
31	-1,8	-8,10	3,24	65,61	457,04	-537,14	-245,93	
32	-1,8	-6,30	3,24	39,69	474,54	-510,55	-150,09	
33	-1,8	-4,50	3,24	20,25	492,04	-483,96	-54,26	
34	-1,8	-2,70	3,24	7,29	509,54	-457,37	41,57	
35	-1,8	-0,90	3,24	0,81	527,04	-430,78	137,41	
36	-1,8	0,90	3,24	0,81	544,55	-404,19	233,24	
37	-1,8	2,70	3,24	7,29	562,05	-377,60	329,07	
38	-1,8	4,50	3,24	20,25	579,55	-351,01	424,90	
39	-1,8	6,30	3,24	39,69	597,05	-324,42	520,74	
40	-1,8	8,10	3,24	65,61	614,55	-297,83	616,57	
41	-1,8	9,90	3,24	98,01	632,05	-271,24	712,40	
42	-1,8	11,70	3,24	136,89	649,55	-244,65	808,24	
		90,72	2211,3					

5.1.4.3 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pile Cap



Gambar 5. 14 Analisa Gaya dan Momen pada Poer

Tabel 5. 22 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	7769,79	18267,55	9828,22
$\Sigma P2$	7635,46	6211,36	6211,36
$\Sigma P3$	7501,13	-5844,82	2594,51

Tabel 5. 23 Perhitungan Momen Pile Cap

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1,80	13985,62	32881,59	17690,79
$\Sigma P2$	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma P3$	1,80	13502,04	-10520,7	4670,11

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 (1,3D + 30%Ex + Ey + PaG). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah

$$Mu = \frac{\text{Momen max pada baris pancang}}{\text{lebar abutment}}$$

$$= \frac{32881,59}{25,2} \\ = 1304,83 \text{ kN.m}$$

5.1.4.4 Penulangan Pile Cap Abutment

- Tulangan Lentur
- Mutu Beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- Mutu Baja Tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tinggi yang ditinjau $h = 1000 \text{ mm}$
- Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$
- Selimut Beton $d' = 50 \text{ mm}$
- Tebal Efektif $d = 950 \text{ mm}$
- Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$
- $Mu = 1304,825 \text{ kN.m}$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$
 $(f_c' < 30 \text{ Mpa})$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1304,825 \text{ kN m}}{0,8} = 1631,031 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1631,031 \times 10^6}{1000 \cdot (950)^2} = 1,81 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \\ = 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 1,81}{400}} \right)$$

$$= 0,0047$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,0047 < 0,0244$$

Maka diambil $\rho = 0,0047$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0047 \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 4456,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{4456,13} \\ &= 180,39 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100
(As = 8038,4 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 4456,13 \\ &= 891,225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D22

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{379,94 \cdot 1000}{891,225}$$

$$= 426,31 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200
(As = 1899,7 mm²)

- Tulangan Tekan

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 950$$

$$= 3325 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 32

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{803,84 \cdot 1000}{3325}$$

$$= 241,76 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan tekan D32 – 100
(As pasang = 8038,4 mm²)

- Kontrol Geser

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 867277,383 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\ &= \frac{1373,15}{0,7} \\ &= 1961,644 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned} Vc &> Vu \\ 867277,383 &> 1961,644 \end{aligned}$$

- Tulangan Geser

$$Vu = \frac{1961,64}{25,2} = 77,84 \text{ kN} = 77843,01 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} fc' &= 30 \text{ MPa} \\ fy &= 400 \text{ MPa} \\ h &= 1000 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 950 \text{ mm} \\ \Phi_V &= 0,75 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

$$1. \quad Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc \\ 77843,009 < 325210,269 \quad (\text{OK})$$

$$2. \quad 0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc \\ 325210,269 < 77843,01 < 650420,537 \quad (\text{NOT OK})$$

3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $650420,537 < 77843,01 < 887920,54$ (**NOT OK**)

4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_w \cdot d)$
 $887920,54 < 77843,01 < 1951262$ (**NOT OK**)

5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_w \cdot d)$
 $1951262 > 77843,01 < 3252102,7$ (**NOT OK**)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 4 kaki dengan diameter Ø13

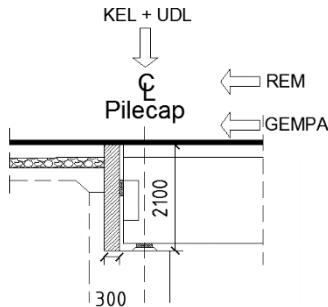
$$\begin{aligned} A_v &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{530,66 \cdot 400 \cdot 950}{316666,67} \\ &= 636,792 \text{ mm} \end{aligned}$$

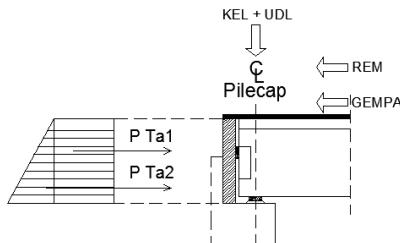
Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 500mm

5.1.5 Perhitungan Long Stopper



$$\begin{aligned} H &= 2,1 \text{ m} \\ L &= 0,3 \text{ m} \\ B &= 25,2 \text{ m} \end{aligned}$$

5.1.5.1 Analisis Pembebanan Long Stopper



Gambar 5. 15 Analisa Pembebanan Long Stopper

Pembebanan pada Long Stopper

a. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 2,1 \text{m} \times 0,3 \text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 15,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Berat Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 2,35 \text{m} \times 0,3 \text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$= 17,63 \text{ kN/m}$$

c. Beban Rem

$$Tb = 106,808 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{Tb}{By} \\ &= \frac{106,808}{25,2} \\ &= 4,24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Tekanan Tanah Aktif

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

$$\text{Berat jenis tanah (yt)} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser tanah (\phi)} = 21^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif (Ka)} = 0,47$$

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times yt \\ &= 0,6 \times 18 \text{ kN/m}^2 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_1} &= q \times Ka \times H \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \times 0,47 \times 2,1 \text{ m} \\ &= 10,71 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_2} &= 0,5 \times Ka \times yt \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,47 \times 18 \text{ kN/m}^2 \times 2,10^2 \\ &= 18,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e. Beban Gempa

$$Csm = 0,7$$

$$R \text{ bangunan bawah} = 1,5$$

$$R \text{ bangunan atas} = 1$$

$$W_{1/2} \text{ bangunan atas} = 6478,01 \text{ kN}$$

$$\text{Beban sendiri stopper} = 396,90 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Korbel} = 444,15 \text{ kN}$$

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 6478,01 & &= \frac{4534,609}{25,2} \\ &= 4534,609 \text{ kN} & &= 179,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Korbel:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 444,15 & &= \frac{207,27}{25,2} \\ &= 207,27 \text{ kN} & &= 8,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 396,90 & &= \frac{185,22}{25,2} \\ &= 185,22 \text{ kN} & &= 7,35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- f. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa
- | | |
|----------------------------------|------------------------|
| Tinggi timbunan (H) | = 2,1 m |
| Berat jenis tanah (γ_t) | = 18 kN/m ² |
| Sudut geser tanah (ϕ) | = 21° |
| Koefisien tanah aktif (Ka) | = 0,47 |
| Koefisien gempa horizontal (Kh) | = 0,164 |
| Koef. Tek. Tanah dinamis (Kae) | = 0,557 |

$$\begin{aligned}
 E AE &= \frac{\gamma t x H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 2,1^2}{2} \cdot 1 \cdot 0,56 \\
 &= 22,1085 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.5.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Long Stopper

1. Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 24 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1,30	20,48		1,05	21,50
2	Berat korbel	1,30	22,91		0,3	6,87
3	Tek. Aktif 1	1,25		10,71	1,05	11,25
4	Tek. Aktif 2	1,25		18,75	0,700	13,12
5	Beban rem	2,00		4,24	2,1	8,90
	Total		43,39	33,70		61,65

2. Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 25 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1,30	20,48		1,05	21,50
2	Berat korbel	1,30	22,91		0,3	6,87
3	Beban Gempa	1,25		195,52	2,1	410,59
4	Tek. Tanah. Dinamis	1,25		22,11	1,1	23,21
	Total		43,39	217,63		462,18

Untuk penulangan stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2, sebesar 462,18 kN.m

5.1.5.3 Penulangan Long Stopper

- Tulangan Lentur

Mutu Beton

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu Baja Tulangan

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

Tinggi yang ditinjau

$h = 300 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau	$b = 2100 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 270 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
M_u	$= 462,18 \text{ kN.m}$
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	$= 0,85$
($f_{c'} < 30 \text{ Mpa}$)	

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{462,18 \text{ kN m}}{0,8} = 577,723 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{577,723 \times 10^6}{2100 \cdot (270)^2} = 3,77 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 3,77}{400}} \right) \\ = 0,0103$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,0103 < 0,0244$$

Maka diambil $\rho = 0,0103$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$As = \rho \cdot b \cdot d \\ = 0,0103 \cdot 2100 \cdot 270 \\ = 5817,413 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ = \frac{200,96 \cdot 2100}{5817,41} \\ = 72,54 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 50
($As = 8440,32 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$As' = 20\% \cdot As \\ = 20\% \cdot 5817,41 \\ = 1163,483 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D13

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

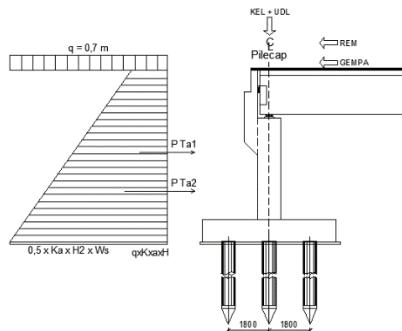
$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \cdot 2100}{1163,48} \\ &= 239,45 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 -200
($As = 1392,98 \text{ mm}^2$)

5.1.6 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutment.

5.1.6.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment



Gambar 5. 16 Analisa Pembeban pada Dinding Abutment

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 4,469 \times 1 \times 25 \\ &= 111,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 2,1 \times 0,3 \times 25 \\ &= 15,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1+H_2)/2 \times L \times W_c \\ &= 2,35 \times 0,3 \times 25 \\ &= 17,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Hidup Lalu Lintas

Panjang bentang jembatan (L)	= 23 m
Lebar perkerasan (b)	= 23,4 m
Beban BGT (P BGT)	= 49 kN/m
Faktor Beban dinamis (1+DLA)	= 0,4
Beban BTR (q BTR)	= 9 kN/m ²

Total Beban BTR

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + (b-5,5) \times 0,5 \times BTR) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + (23,4-5,5) \times 0,5 \times 9) \times 23m \\ &= 2991,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban BGT

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= ((5,5 \times P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times BGT \times (1+DLA))) \\ &= ((5,5 \times 49 \times (1+0,4)) + (23,4 - 5,5 \times 49 \times (1+0,4))) \\ &= 991,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban Hidup Lalu Lintas:

$$\begin{aligned} V_{Total} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 2991,15 \text{ kN} + 991,27 \text{ kN} \\ &= 3982,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{BTR} &= \frac{V_{BTR}}{By} \\ &= \frac{2991,15}{23,4} \\ &= 127,83 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{BGT} &= \frac{V_{BGT}}{By} \\ &= \frac{991,27}{23,4} \\ &= 42,36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban ½ Struktur Atas

$$\begin{aligned} q_{Abt} &= \frac{V_{Abt}}{By} \\ &= \frac{6478,01}{23,4} \\ &= 276,838 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan (H)	= 6,569 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 21°
Koefisien tanah aktif (Ka)	= 0,472

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times \gamma_t \\ &= 0,6 \times 18 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_1} &= q \times Ka \times H \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \times 0,472 \times 6,569 \\ &= 33,51 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_2} &= 0,5 \times Ka \times \gamma_t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,472 \times 18 \times 6,569^2 \\ &= 183,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

7. Beban Gempa

Csm	= 0,7
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 1
W 1/2 bangunan atas	= 6478,01 kN
Beban sendiri stopper	= 2815,47 kN
Berat Korbel	= 444,15 kN
Beban sendiri dinding	= 396,9 kN

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 6478,01 & &= \frac{4534,61}{23,4} \\ &= 4534,61 \text{ kN} & &= 193,79 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abt:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 2614,37 & &= \frac{1220,04}{23,4} \\ &= 1220,04 \text{ kN} & &= 52,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 368,55 & &= \frac{171,99}{23,4} \\ &= 171,99 \text{ kN} & &= 7,35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Korbel Belakang:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 412,43 & &= \frac{192,47}{23,4} \\ &= 192,47 \text{ kN} & &= 8,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)	= 6,569 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 21°
Koefisien tanah aktif (K _a)	= 0,472
Koefisien gempa horizontal (K _h)	= 0,1643
Koef. Tek. Tanah dinamis (K _{ae})	= 0,557

$$\begin{aligned} E AE &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K AE \\ &= \frac{18 \times 6,569^2}{2} \cdot 1 \cdot 0,557 = 216,33 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

9. Beban Rem

$$\begin{aligned} Tb &= 106,81 \text{ kN} \\ q &= \frac{Tb}{By} \\ &= \frac{106,81}{23,4} \\ &= 4,564 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.1.6.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Dinding Abutment

Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 26 Kombinasi 1 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	188,63		0,00	0,00
2	Berat korbel	1,30	22,91		0,60	13,75
3	Berat long stop	1,30	20,48		0,95	19,45
4	Tek. Aktif 1	1,25		41,89	3,28	137,58
5	Tek. Aktif 2	1,25		229,31	2,19	502,11
6	UDL + P _{KEL}	2,00	340,38		0,00	0,00
7	Beban Rem	2,00		9,13	7,70	70,29
	Total		572,40	280,33		743,18

Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 27 Kombinasi 2 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	188,63		0,00	0,00
2	Gempa Bang. Atas	1,00		193,79	7,70	1492,16
3	Gempa Breast Wall	1,00		52,14	3,85	200,73
4	Gempa Korbel	1,00		8,23	7,40	60,87
5	Gempa Long Stop	1,00		7,35	7,70	56,60
6	Tek. Tanah. Dinamis	1,00		216,33	3,28	710,54
	Total		188,63	477,83		2520,89

5.1.6.3 Penulangan Dinding Abutment

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 1000 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 50 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 950 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	$= 2520,89$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,8$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2520,89 \text{ kN m}}{0,8} = 3151,11 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3151,11 \times 10^6}{1000 \cdot (950)^2} = 3,49 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,035 = 0,0244 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 3,49}{400}} \right) \\ &= 0,0094 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,00935 < 0,0094 < 0,0244$$

Maka diambil $\rho = 0,0094$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0094 \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 8954,368 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{8954,37} \\ &= 94,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 50
($As = 16076,8 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 8954,368 \\ &= 1790,874 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 22

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{\text{As pasang . b}}{\text{As perlu}} \\ = \frac{379,94 \cdot 1000}{1790,87} \\ = 222,33 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200
(As = 1899,7 mm²)

- Tulangan Geser

$$V_u = 572395,3 \text{ kN}$$

$$f_{c'} = 30 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,7$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950 = 867227,38 \text{ N}$$

$$V_s \min = \frac{bw \times d}{3} \\ = \frac{1000 \times 950}{3} \\ = 316666,67 \text{ N}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $572395,3 < 303529,6 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $303529,6 < 572395,3 < 607059,2 \quad (\text{OK})$

3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $607059,2 < 572395,3 < 828726$ (**NOT OK**)

4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $828726 < 572395,3 < 1821177,5$ (**NOT OK**)

5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$
 $1821178 > 572395,3 < 3093750$ (**NOT OK**)

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 10 kaki dengan diameter Ø12

Direncanakan Tulangan Geser Ø12

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 10 \times A_s \\ &= 10 \times 113,04 \\ &= 1130,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

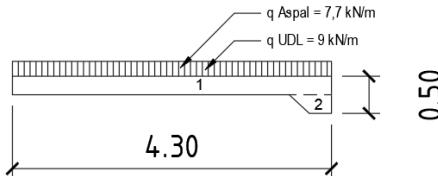
$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{1130,04 \cdot 400 \cdot 950}{316666,67} \\ &= 1356,48 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 400mm

5.1.7 Perhitungan Pelat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbel belakang abutment. Fungsi plat adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

5.1.7.1 Analisis Pembebaan Pelat Injak



Gambar 5. 17 Pembebaan pada Plat Injak

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 4,3 \times 25 \\
 &= 26,88 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 0,435 \times 25 \\
 &= 2,719 \text{ kN/m} \\
 q &= q_1 + q_2 \\
 &= 26,88 \text{ kN/m} + 2,719 \text{ kN/m} \\
 &= 249,594 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Agregat

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times W \\
 &= 0,2 \times 4,3 \times 22,7 \\
 &= 19,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Plat

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 4,3 \times 25 \\
 &= 26,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= ta \cdot L \cdot Wc \\ &= 0,1 \times 4,3 \times 22 \\ &= 9,46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

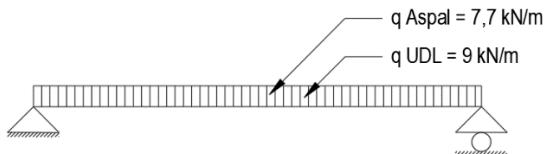
5. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= th \cdot L \cdot Wc \\ &= 0,05 \times 4,3 \times 9,8 \\ &= 2,107 \end{aligned}$$

6. Beban BTR

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{BTR}} &= q \cdot L \\ &= 9 \times 4,3 \\ &= 39 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.7.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Pelat Injak



Gambar 5. 18 Permodelan Momen pada Plat Injak

Asumsi Perletakan Sendi – Roll

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$$

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	V _u kN/m	Bentang m	M _u kN.m
1	Berat sendiri	1,30	38,47	4,3	88,92
2	Beban UDL	1,30	50,31	4,3	116,28
3	Beban Aspal	2,00	18,92	4,3	43,73
4	Beban Air Hujan	2,00	4,214	4,3	9,74
5	Beban Plat	1,30	34,94	4,3	80,75
6	Beban Agregat	2,00	39,044	4,3	90,24
	Total		107,70		429,66

Momen yang digunakan $\frac{429,66}{4,3} = 99,92 \text{ kNm/m}'$

5.1.7.3 Penulangan Plat Injak

- Tulangan Lentur
- Mutu Beton $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- Mutu Baja Tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tinggi yang ditinjau $h = 250 \text{ mm}$
- Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$
- Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$
- Tebal Efektif $d = 220 \text{ mm}$
- Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$
- $M_u = 99,92 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{99,92 \text{ kN m}}{0,8} = 124,90 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{124,90 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 2,58 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,58}{400}} \right) \\ &= 0,0068\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0068 < 0,0244\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0068$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0068 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 1499,473 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{200,96 \cdot 1000}{1499,473}$$

$$= 134,02 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100
(As = 2009,6 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\text{As}' = 20\% \cdot \text{As}$$

$$= 20\% \cdot 1499,47$$

$$= 299,89 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 13

$$\text{As} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$$

$$= 132,665 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{\text{As pasang} \cdot b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{132,665 \cdot 1000}{299,89}$$

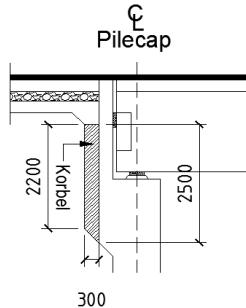
$$= 663,325 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 – 200
(As = 663,325 mm²)

5.1.8 Perhitungan Korbel Belakang Abutment

Perhitungkan analisis korbel belakang abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate) Berikut dibawah ini analisis perencanaan korbel belakang.

5.1.8.2 Analisis Pembebanan Korbel Belakang Abutment



Gambar 5. 19 Pembebanan pada Korbel

1. Berat Sendiri Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2)/2 \times L \times W_c \\ &= 2,35 \times 0,3 \times 25 \\ &= 17,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned} q_1 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,25 \times 4,3 \times 25 \\ &= 26,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,25 \times 0,435 \times 25 \\ &= 2,7188 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 26,875 \text{ kN/m} + 2,7188 \text{ kN/m} = 29,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,1 \times 4,3 \times 22 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= th \times L \times W_c \\ &= 0,05 \times 4,3 \times 9,8 \\ &= 1,715 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban BTR

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{BTR}} &= q \times L \\ &= 9 \times 4,3 \\ &= 39 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.1.8.3 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Korbel Belakang Abutment

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Pembebatan pada Korbel

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Mu kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	22,91	1,250	28,64
2	Berat Plat Injak	1,30	38,47	1,250	48,09
3	Beban Aspal	2,00	18,92	0,150	2,84
4	Beban Air Hujan	2,00	4,21	0,150	0,63
5	Beban UDL	2,00	77,40	2,500	193,50
	Total		161,92		273,70

Momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan = 273,70 kN.m

5.1.8.4 Penulangan Korbel Belakang

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 300 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 270 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	= 273,70 kN.m

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{273,70 \text{ kN m}}{0,8} = 342,126 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{342,126 \times 10^6}{1000 \cdot (270)^2} = 4,693 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 4,69}{400}} \right) \\ &= 0,0131\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &< \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 &< 0,0131 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0131\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0131 \cdot 1000 \cdot 270 \\ &= 2892,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{490,625 \cdot 1000}{3529,75} \\ &= 139,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 100
(As = 4906,25 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 3529,752 \\ &= 705,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 16

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{As pasang . b}}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{705,95} \\ &= 284,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 200
(As = 1004,8 mm²)

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 161918 \text{ N} \\ fc' &= 30 \text{ MPa} \\ fy &= 400 \text{ MPa} \\ h &= 300 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 270 \text{ mm} \\ \Phi v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 270 \\ &= 246475 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vs \min &= \frac{bw \cdot d}{3} \\ &= \frac{1000 \cdot 270}{3} \\ &= 90000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

$$\begin{aligned} 1. \quad Vu &< 0,5 \cdot \phi \cdot Vc \\ 161918,4 &< 92428,18 \quad (\text{NOT OK}) \end{aligned}$$

2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $92428,18 < 161918,4 < 184856,4 \quad (\text{OK})$
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s\min})$
 $184856,4 < 161918,4 < 252356 \quad (\text{NOT OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s\min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$
 $252356 < 161918,4 < 554569,1 \quad (\text{NOT OK})$
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$
 $554569,1 > 161918,4 < 924281,8 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

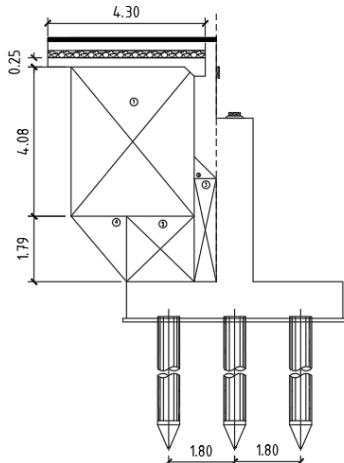
Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 400 \cdot 270}{90000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 100mm

5.1.9 Perhitungan Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan aktif sebagai beban ultimate



Gambar 5. 20 Analisa pembebanan pada Wing Wall

5.1.9.1 Analisis Pembebanan Wing Wall

a. Berat Sendiri Wing Wall

Pembebanan pada Wing Wall akibat Berat Sendiri

Bidang	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	5,468	136,7	2,30	1,3	408,733
2	0,072	1,8	0,20	1,3	0,468
3	0,676	16,9	0,30	1,3	6,591
4	0,54	13,5	3,05	1,3	53,457
5	1,324	33,1	1,52	1,3	65,578
		202		Total	534,827

b. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 6,569 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (\gamma_t)} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 21^\circ \\
 \text{Koefisien tanah aktif } (K_a) &= 0,472 \\
 q &= 0,6 \times \gamma t \\
 &= 0,6 \times 18 \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times B_x \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \times 0,472 \times 6,569 \times 4\text{m} \\
 &= 134,05 \text{ kN} \\
 P_{Ta_2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_x \\
 &= 0,5 \times 0,472 \times 18 \times 6,569^2 \times 4\text{m} \\
 &= 733,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 30 Tekanan dan Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

Bagian	Gaya kN	Ly m	Faktor Beban	Muy kN.m
P _{Ta} 1	134,05	3,285	1,25	550,33979
P _{Ta} 2	733,79	2,19	1,25	2008,4345
		867,83	Total	2558,7743

Momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan wing wall sebesar $534,827 + 2558,77 = 3093,601 \text{ kN.m}$

5.1.9.2 Penulangan Wing Wall

- Tulangan Lentur	
Mutu Beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 400 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 6569 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 370 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
M_u	$= 3093,6 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{3093,6 \text{ kN m}}{0,8} = 3867,002 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3867,002 \times 10^6}{6569 \cdot (370)^2} = 4,3 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,0325
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 4,3}{400}} \right) \\
 &= 0,0119
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0035 &< 0,0119 < 0,0203 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0119
 \end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0119 \cdot 6569 \cdot 370 \\
 &= 28806,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 6569}{28806,06} \\ &= 186,493,31 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 150
(As = 35202,8 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \cdot As \\ &= 50\% \cdot 28806,1 \\ &= 14403,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 28

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 28^2 \\ &= 615,44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{615,44 \cdot 6569}{14403,03} \\ &= 285,56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D28 – 250
(As = 16171,3 mm²)

5.2 Perencanaan Abutment 2

5.2.1 Desain Dimensi Abutment

Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak dan wing wall. Analisis pembebanan meliputi beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa.

Data – data perencanaan Abutment :

Elevasi muka tanah asli : + 26.778 m

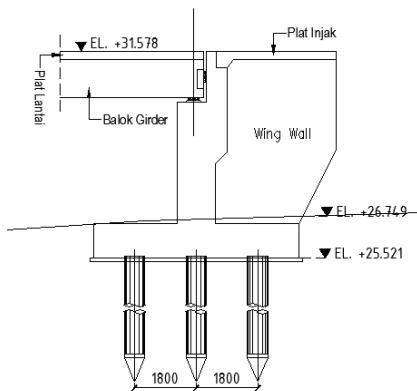
Elevasi lantai kerja abutment : + 25.521 m

Elevasi lantai kendaraan : + 31.677 m

Tinggi abutment rencana : 6.056 m

Lebar abutment : 25.2 m

Panjang bentang jembatan : 15,5 m



Gambar 5. 21 Perencanaan Abutment

5.2.2 Perencanaan Pondasi Abutment

5.2.2.1 Analisis Pembebaan Pada Pondasi Abutment

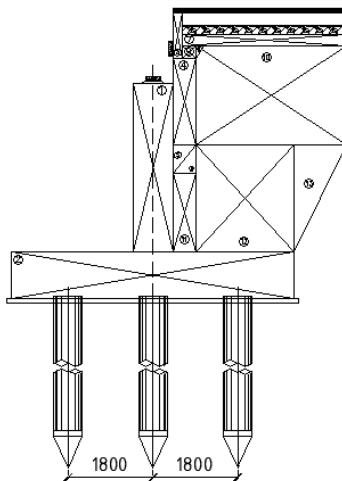
1. Beban Mati Bangunan Atas

Gaya Reaksi V abutment akibat beban mati

Tabel 5. 31 Gaya Reaksi V abutment akibat beban mati

No	Beban	Parameter Volume			Berat Jenis	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)			
1	Plat Lantai	25,2	0,25	7,75	25	kN/m ³	1220,63
2	aspal + overlay	23,4	0,1	7,75	22	kN/m ³	398,97
3	air hujan	25,2	0,05	7,75	9,8	kN/m ³	95,70
4	parapet	0,3891		7,75	25	kN/m ³	75,39
5	balok girder	7,92		7,75	25	kN/m ³	1534,50
6	Diafragma	0,75		7,75	25	kN/m ³	145,31
Total berat sendiri struktur atas						Wms	3470,49

2. Beban Sendiri Abutment



Gambar 5. 22 Analisis Gaya dan Momen pada Abutment

Tabel 5. 32 Perhitungan Beban Sendiri Abutment

Segmen	Luasan m ²	Lebar m	Volume m ³	Berat (Kn)	X m	Z m
ABUTMENT						
1	2,94	25,2	74,088	1852,20	0,000	2,728
2	6,00	25,2	151,2	3780,00	0,000	0,500
3	0,19	25,2	4,788	119,70	0,525	5,581
4	0,93	25,2	23,436	585,90	0,675	4,181
5	0,15	25,2	3,78	94,50	0,425	2,856
6	0,15	0,4	0,06	1,50	0,425	2,856
7	0,87	0,4	0,348	8,7	2,363	5,481
8	0,02	0,4	0,008	0,20	1,008	5,190
9	0,07	0,4	0,028	0,70	0,775	5,232
10	6,65	0,4	2,66	66,50	2,513	4,306
11	0,83	0,4	0,332	8,30	0,675	1,828
12	4,68	0,4	1,872	46,80	1,962	2,128
13	1,24	0,4	0,496	12,40	3,752	0,752
TOTAL				6577,40		

Tabel 5. 33 Perhitungan Statis Momen Abutment

W. X kN.m	W. Z kN.m
0,00	5052,80
0,00	1890,00
62,84	668,05
395,48	2449,65
40,16	269,89
0,64	4,28
20,56	47,68
0,20	1,04
0,54	3,66
167,11	286,35
5,60	15,17
91,82	99,59
46,52	9,32
831,49	10797,49

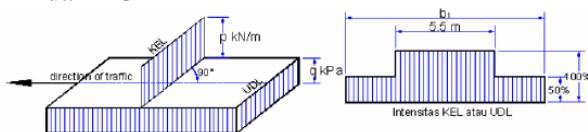
Sehingga didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya:

$$X = \frac{831,49}{6577,40} = 0,126$$

$$Y = \frac{10797,49}{6577,40} = 1,642$$

3. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas (lajur "D") untuk rencana bangunan bawah terdiri dari BTR dan BGT. Asumsi pembebanan BTR dan BGT dimana akan ditempatkan elintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT



Gambar 5. 23 Asumsi Beban Hidup Lalu Lintas

Data teknis:

Panjang bentang jembatan (L) = 15,5 m

Lebar perkerasan (b) = 23,4 m

Beban BGT (P BGT) = 4,9 T/m

Faktor beban dinamis (1+DLA)= 1,4

Beban BTR (q BTR) = 0,9 T/m

Total Beban BTR

$$\begin{aligned}
 V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q \\
 &\quad BTR) \times L \\
 &= ((5,5 \times 0,9) + ((23,4 - 5,5) \times 0,5 \times 0,9) \\
 &\quad \times 15,5 \\
 &= 129,803 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Total Beban BGT

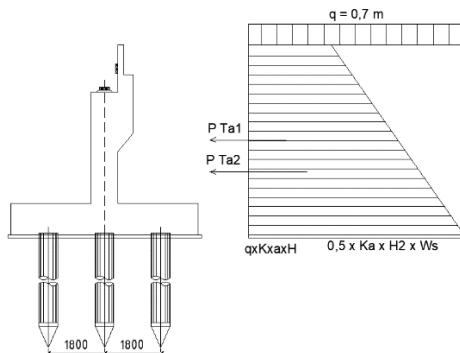
$$\begin{aligned}
 V_{BGT} &= 5,5 \times [P_{BGT} \times (1 + DLA) + (b - 5,5 \times \\
 &\quad (P_{BGT} \times (1 + DLA)))] \\
 &= 5,5 \times [4,9 \times (1 + 0,4) + (23,4 - 5,5 \times \\
 &\quad 4,9 \times (1 + 0,4))] \\
 &= 23,4 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas:

$$\begin{aligned}
 V_{Total} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\
 &= 129,803 \text{ Ton} + 23,4 \text{ Ton} \\
 &= 153,202 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 7.4 tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal ys, C, dan ft. Pada bagian tanah di belakang dinding abutment terdapat beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,70 m berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada abutment.



Gambar 5. 24 Beban Tekanan Tanah Aktif pada Abutment

Data teknis:

$$\text{Tinggi timbunan (} H \text{)} = 5,056 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} = 18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} = 21^\circ$$

$$\text{Lebar abutment (} B_y \text{)} = 25,2 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$= \tan^2(45^\circ - 21^\circ/2)$$

$$= 0,472$$

$$q = 0,7 \times \gamma_t$$

$$= 0,7 \times 18$$

$$= 12,6 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ta_1} = q \times K_a \times H \times B_y$$

$$= 12,6 \times 0,472 \times 5,056 \times 25,2 \text{ m}$$

$$= 758,310 \text{ kN}$$

$$P_{Ta_2} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,472 \times 18 \times 5,056^2 \times 25,2 \text{ m}$$

$$= 2738,582 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 758,310 \text{ kN} + 2738,582 \text{ kN}$$

$$= 3496,892 \text{ kN}$$

5. Beban Tekanan Tanah Akibat Gempa

Tekanan tanak aktif juga diperhitungkan akibat gempa. (tekanan tanah dinamis akibat gempa).

Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tebok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6.

Data teknis:

Berat jenis tanah (yt)	= 18 kN/m
Sudut geser tanah (φ)	= 21°
Rencana sudut tembok (δ)	= 15°
Sudut kemiringan timbunan (α)	= 0,00°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok (β)	= 0,00°
Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)	= 0,472
Koefisien gempa horizontal (Kh)	$\begin{aligned} &= As \times 0,5 \\ &= 0,25 \times 1,31 \\ &\quad \times 0,5 \\ &= 0,164 \end{aligned}$
Sudut geser tanah nominal (θ)	$\begin{aligned} &= \tan^{-1} Kh \\ &= 9,314^\circ \end{aligned}$

a. Koefisien Tekanan Tanah Dinamis

$$\begin{aligned}
 \mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\
 &= \left(1 + \sqrt{\frac{0,588 \times 0,203}{0,81 \times 1}} \right)^2 \\
 &= 1,914
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\
 &= \frac{0,959}{1,914 \times 0,987 \times 1 \times 0,911} \\
 &= 0,557
 \end{aligned}$$

b. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 5,056^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,557 \\
 &= 128,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutment (By)

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= 128,2 \text{ kN/m} \times 25,2 \text{ m} \\
 &= 3226,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6.

Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{Csm}{R} \times W_t \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1})$$

Nilai Csm dan R didapatkan berdasarkan beberapa persamaan yang terdapat beberapa faktor sinus gempa (F PGA, S1 dan SS) yang dimana nilainya

didapatkan berdasarkan zonasi gempa di wilayah Indonesia yang ada pada halaman berikutnya

$$E_q = \frac{Csm}{R} \times Wt$$

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t_i}{n}} = \frac{30}{0,949} = 31,61$$

Menentukan Kelas Situs

Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 31,61$ kemudian di plot pada table kelas situs maka didapat kelas situs tanah sedang.

Tabel 5. 34 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :			
1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa			
F. Lokasi yang membutuhkan penyeleksian geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap bahan gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

- Menentukan Faktor Situs

Penentuan faktor amplifikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** sesuai daerah lokasi jembatan

Tabel 5. 35 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt
(FPGA/Fa)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1.25$
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

Didapat dari peta gempa PUSJATAN

$$\text{PGA} = 0,255$$

$$S_s = 0,5$$

$$S_1 = 0,243$$

Interval F PGA		Interval Fa	
0,2	1,4	0,5	1,4
0,243	1,31	0,5	1,4
0,3	1,2	0,75	1,2

Didapat nilai $F_{\text{PGA}} = 1,31$ dan $F_a = 1,24$ dengan menggunakan interpolasi

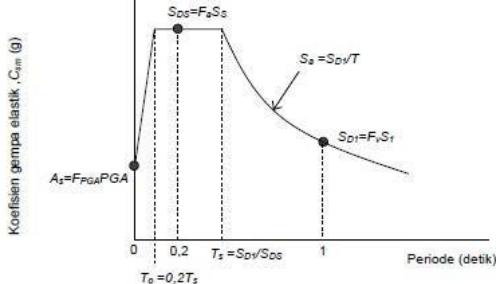
Tabel 5. 36 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

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

Interval Fv	
0,2	2
0,243	1,91
0,3	1,8

Didapat nilai $F_v = 1,91$ dengan menggunakan interpolasi

- Menghitung Respons Spektrum



Gambar 5. 25 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan

Respon Spektrum Rencana

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$= 1,31 \times 0,255$$

$$= 0,34$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,24 \times 0,5$$

$$= 0,7$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

$$= 1,91 \times 0,243$$

$$= 0,47$$

Periode Gempa

$$T = 0,2$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$= \frac{0,47}{0,7}$$

$$= 0,668$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$= 0,2 \cdot 0,668$$

$$= 0,134$$

Didapatkan

$$\begin{aligned} T &> T_0 \\ 0,2 &> 0,134 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastic

$$\begin{aligned} C_{sm} &= S_{DS} \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Gempa

a. Gempa pada bangunan atas

$$Eq_1 = \frac{C_{sm}}{R} W_t$$

$$= \frac{0,7}{1} \times 3470,49$$

$$= 2429,345 \text{ kN}$$

b. Gempa pada struktur bangunan bawah

$$\begin{aligned} Eq_2 &= \frac{C_{sm}}{R} W_t \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 6568,70 \\ &= 3065,393 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Beban Angin

$$T_{Ew} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Data Teknis:

Kecepatan angin rencana (VW) = 25 m/s

Lebar Jembatan (b) = 25,2 m

Tinggi samping jembatan = 1,45 m

Bentang jembatan	= 38,5 m
Luas bagian samping (Ab)	= 55,825 m ²
Koefisien seret (Cw)	= 1,25

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,0012 \times 1,2 \times 25^2 \times 55,825 \text{ m}^2 \\
 &= 52,336 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

8. Beban Rem

Analisis beban rem berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan maka gaya rem diambil sebesar 5% beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis. Pengaruh penggereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m diatas permukaan lantai jembatan.

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

$$\begin{aligned}
 T_{TB} &= 5\% \times (V_{BTR} + V_{BGT}) \times K_{TB} \\
 &= 153,203 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)

$$\begin{aligned}
 &= h_{girder} + h_{dinding abutment} + pilecap abutment \\
 &= 1,1 \text{ m} + 3,556 \text{ m} + 1 \text{ m} \\
 &= 5,656 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem adalah:

$$\begin{aligned}
 MTB &= T_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 153,203 \text{ kN} \times 5,656 \text{ m} \\
 &= 866,513 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Tabel 5. 37 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer
Abutment 2

No	Uraian	V	Hx	Hy	M.x	M.y
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
I Beban Tetap						
Struktur Atas	3470,49					
Abutment	6568,70			830,39		
Tek. Tanah Aktif 1		758,31		1917,01		
Tek. Tanah Aktif 2		2738,58		4615,42		
II Beban Hidup						
UDL + KEL	1532,03					
Beban Rem		76,60		866,51		
Beban Angin			52,34		316,95	
III Aksi Lain (Gempa)						
Eq Struktur Atas		2429,34	2429,34	14712,11	14712,11	
Eq Abutment		3065,39	3065,39	5032,17	5032,17	
Eq Tek. Tanah Dinamis		3229,50		8164,18		

Kombinasi- kombinasi untuk perhitungan kekuatan pondasi:

Kombinasi 1 (D + L + T_a)

Tabel 5. 38 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	10039,193			830,391	
2	Beban Lajur	1,00	1532,025				
3	Tekanan Tanah	1,00		3496,892		6532,432	
	Total		11571,218	3496,892	0,000	7362,823	0,000

Kombinasi 2 (D + L + T_a + T_b)

Tabel 5. 39 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	10039,193			830,391	
2	Beban Lajur	1,00	1532,025				
3	Tekanan Tanah	1,00		3496,892		6532,432	
4	Beban Rem	1,00		76,601		866,513	
	Total		11571,218	3573,494	0,000	8229,336	0,000

Kombinasi 3 (D + L + T_a + T_b + T_{ew})

Tabel 5. 40 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	10039,193			830,391	
2	Beban Lajur	1,00	1532,025				
3	Tekanan Tanah	1,00		3496,892		6532,432	
4	Beban Rem	1,00		76,601		866,513	
5	Beban Angin	1,00			52,336		316,946
	Total		11571,218	3573,494	52,336	8229,336	316,946

Kombinasi 4 (D + Ex + 30% Ey + T_{aq})

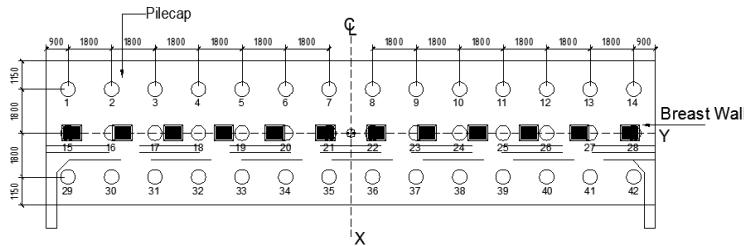
Tabel 5. 41 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	10039,19			830,39	
2	Beban Gempa	1,00		5494,74	1648,42	19744,28	5923,28
3	Tek. Dinamis Ak. Gempa	1,00		3229,50		8164,18	
	Total		10039,19	8724,24	1648,42	28738,84	5923,28

Kombinasi 5 (D + 30% Ex + Ey + T_{aq})

Tabel 5. 42 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1,00	10039,19			830,39	
2	Beban Gempa	1,00		1648,42	5494,74	5923,28	19744,28
3	Tek. Dinamis Ak. Gempa	1,00		3229,50		8164,18	
	Total		10039,19	4877,92	5494,74	14917,85	19744,28



Gambar 5. 26 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment 2

X = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

Y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

n = Jumlah tiang pancang

$$= 42$$

5.2.2.3 Beban Maksimum pada Kelompok Tiang

$$P_{\text{maks}} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \cdot X_{\text{maks}}}{ny \cdot \Sigma y^2}$$

Keterangan:

Pu = Gaya aksial yang terjadi

My = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y

Mx = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu X

Xmax = Jarak tiang arah sumbu X terjauh

Ymax = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh

Σx^2 = Jumlah kuadrat X

Σy^2 = Jumlah kuadrat Y

Nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

Np = Jumlah tiang

Tabel 5. 43 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang

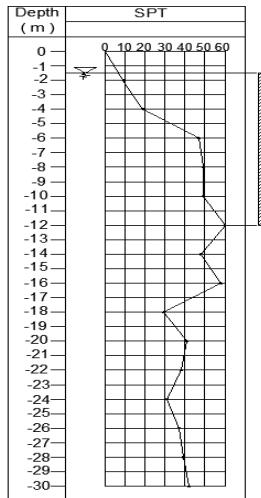
No	x	y	x^2	y^2	Komb.1	Komb. 2	Komb.3	Komb. 4	Komb. 5
	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	kN	kN
1	1,8	-11,7	3,24	136,89	236,55	231,96	238,25	204,50	551,85
2	1,8	-9,9	3,24	98,01	242,54	238,66	244,95	227,89	563,99
3	1,8	-8,1	3,24	65,61	248,54	245,36	251,65	251,28	576,14
4	1,8	-6,3	3,24	39,69	254,53	252,06	258,35	274,68	588,28
5	1,8	-4,5	3,24	20,25	260,52	258,76	265,05	298,07	600,42
6	1,8	-2,7	3,24	7,29	266,52	265,46	271,75	321,46	612,57
7	1,8	-0,9	3,24	0,81	272,51	272,16	278,44	344,86	624,71
8	1,8	0,9	3,24	0,81	278,50	278,85	285,14	368,25	636,85
9	1,8	2,7	3,24	7,29	284,50	285,55	291,84	391,64	648,99
10	1,8	4,5	3,24	20,25	290,49	292,25	298,54	415,04	661,14
11	1,8	6,3	3,24	39,69	296,48	298,95	305,24	438,43	673,28
12	1,8	8,1	3,24	65,61	302,48	305,65	311,94	461,82	685,42
13	1,8	9,9	3,24	98,01	308,47	312,35	318,64	485,22	697,57
14	1,8	11,7	3,24	136,89	314,46	319,05	325,34	508,61	709,71
15	0	-11,7	0	136,89	236,55	231,96	231,96	86,97	160,10
16	0	-9,9	0	98,01	242,54	238,66	238,66	110,36	172,24
17	0	-8,1	0	65,61	248,54	245,36	245,36	133,76	184,38
18	0	-6,3	0	39,69	254,53	252,06	252,06	157,15	196,53
19	0	-4,5	0	20,25	260,52	258,76	258,76	180,54	208,67
20	0	-2,7	0	7,29	266,52	265,46	265,46	203,94	220,81
21	0	-0,9	0	0,81	272,51	272,16	272,16	227,33	232,96
22	0	0,9	0	0,81	278,50	278,85	278,85	250,73	245,10
23	0	2,7	0	7,29	284,50	285,55	285,55	274,12	257,24
24	0	4,5	0	20,25	290,49	292,25	292,25	297,51	269,39
25	0	6,3	0	39,69	296,48	298,95	298,95	320,91	281,53
26	0	8,1	0	65,61	302,48	305,65	305,65	344,30	293,67
27	0	9,9	0	98,01	308,47	312,35	312,35	367,69	305,82
28	0	11,7	0	136,89	314,46	319,05	319,05	391,09	317,96
29	-1,8	-11,7	3,24	136,89	236,55	231,96	225,68	-30,55	-231,65
30	-1,8	-9,9	3,24	98,01	242,54	238,66	232,37	-7,16	-219,51

31	-1,8	-8,1	3,24	65,61	248,54	245,36	239,07	16,23	-207,37
32	-1,8	-6,3	3,24	39,69	254,53	252,06	245,77	39,63	-195,22
33	-1,8	-4,5	3,24	20,25	260,52	258,76	252,47	63,02	-183,08
34	-1,8	-2,7	3,24	7,29	266,52	265,46	259,17	86,41	-170,94
35	-1,8	-0,9	3,24	0,81	272,51	272,16	265,87	109,81	-158,79
36	-1,8	0,9	3,24	0,81	278,50	278,85	272,57	133,20	-146,65
37	-1,8	2,7	3,24	7,29	284,50	285,55	279,26	156,59	-134,51
38	-1,8	4,5	3,24	20,25	290,49	292,25	285,96	179,99	-122,37
39	-1,8	6,3	3,24	39,69	296,48	298,95	292,66	203,38	-110,22
40	-1,8	8,1	3,24	65,61	302,48	305,65	299,36	226,77	-98,08
41	-1,8	9,9	3,24	98,01	308,47	312,35	306,06	250,17	-85,94
42	-1,8	11,7	3,24	136,89	314,46	319,05	312,76	273,56	-73,79
		90,72	2211,3						

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 709,71 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.2.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Berikut adalah perhitungan daya dukung tanah berdasarkan penyelidikan data tanah SPT.



Gambar 5. 27 Data Tanah SPT

$$Q_u = R_t + R_f \text{ (Ton)}$$

$$R_t = q_d \times A_p \text{ tiang (Ton)}$$

$$R_f = \sum l_i \cdot f_i \times A_s \text{ tiang (Ton)}$$

$$q_d = (q_d/N) \times N \text{ rata-rata}$$

$q_d/N =$ (diagram qd/N , Mekanika Tanah dan Teknik pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsno, Kazuto N)

I = Nilai penetrasi/ Diameter tiang pancang

li = Panjang segmen yang ditinjau (m)

fi = Gaya geser pada selimut tiang

= $N/5 (\leq 10)$ Tanah Berpasir

= $N (\leq 12)$ Tanah Kohesif

Data Perencanaan Tiang Pancang:

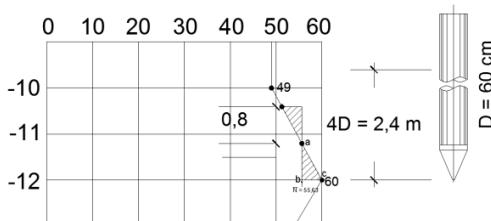
1. Mencari panjang ekivalen dari penetrasi tiang:
 - a. Harga N pada ujung tiang $N_1 = 60$

- b. Harga N rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang

$$N_2 = \frac{47 + 49 + 49 + 60}{4} = 51,52$$

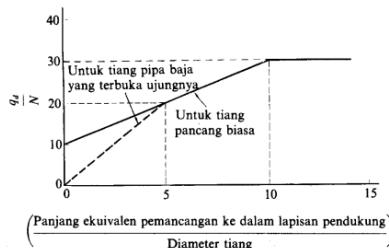
c. $N = \frac{N_1+N_2}{2} = 55,63$

- d. Gambar cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung



Gambar 5. 28 Menentukan Panjang Ekuivalen Penetrasi sampai ke Lapisan Pendukung

2. Daya dukung pada ujung tiang : karena menggunakan spun pile (tiang pancang biasa) maka dipakai garis lurus penuh pada gambar berikut.



Gambar 5. 29 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pada pondasi pada ujung tiang

$$\frac{I}{D} = \frac{1,60}{0,6} = 2,67$$

$$\frac{qd}{N} = N \text{ (diperoleh melalui grafik)}$$

$$qd = 15,33 \cdot N$$

$$qd = 15,33 \cdot 55,63 = 852,92 \text{ ton/m}^2$$

Daya dukung ujung tiang :

$$Rt = 852,92 \cdot \frac{1}{4} \pi D^2 = 241,16 \text{ ton}$$

3. Gaya geser maksimum dinding tiang : Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari data gambar hasil SPT tanah dan f_l yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada tabel berikut

(Satuan: t/m²)

Jenis tiang Jenis tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Rf &= \text{Keliling penampang tiang} \times \Sigma li \cdot f_l \\ &= 3,14 \times 0,6 \times 133 \\ &= 250,70 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Daya Dukung Ultimate

$$\begin{aligned} Ru &= Rf + Rt \\ &= 167,76 \text{ ton} + 250,70 \text{ ton} \\ &= 418,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

5. Daya Dukung yang Diijinkan

- a. Untuk beban sementara

$$\begin{aligned} (Ru/Sf) - W_p &= 418,46 \text{ ton} / 2 - 4,72 \\ &= 204,51 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk beban tetap

$$\begin{aligned} (Ru/Sf) - W_p &= 418,46 \text{ ton} / 3 - 4,72 \\ &= 134,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	fi (t/m²)	li*tebal (t/m)	$\Sigma (li \times fi)$	N2 (4D)
0	Lanau kelempungan berpasir halus	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	Lanau kepasiran sedikit lempung	9	9,00	18,00	18,00	4,50
-4	Lanau kepasiran sedikit berkerikil	19	9,50	19,00	37,00	9,33
-6	Lanau kepasiran sedikit berkerikil	47	12,00	24,00	61,00	18,75
-8	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	85,00	31,00
-10	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	109,00	41,00
-12	Cadas pasir ural	60	12,00	24,00	133,00	51,25
-14	Cadas pasir ural	48	12,00	24,00	157,00	51,50
-16	Lanau kelempungan sedikit berpasir	58	12,00	24,00	181,00	53,75
-18	Lanau kelempungan sedikit berpasir	29	12,00	24,00	205,00	48,75
-20	Pasir lanau kelempungan	41	12,00	24,00	229,00	44,00
-22	Lanau kelempungan berorganil	38	12,00	24,00	253,00	41,50
-24	Lanau kelempungan berorganil	31	12,00	24,00	277,00	34,75
-26	Lanau kelempungan berorganil	37	12,00	24,00	301,00	36,75
-28	Lempung kelanauan	39	12,00	24,00	325,00	36,25
-30	Lempung kelanauan	42	12,00	24,00	349,00	37,25

Depth (m)	N	Nilai Penetrasi	I	qd/N	qd	Rt	Rf
0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
-2	6,75	1,00	1,67	13,333	90,00	25,45	33,93
-4	14,17	1,94	3,23	16,453	233,09	65,90	69,74
-6	32,88	2,08	3,47	16,933	556,68	157,40	114,98
-8	40,00	1,28	2,13	14,267	570,67	161,35	160,22
-10	45,00	0,88	1,47	12,933	582,00	164,56	205,46
-12	55,63	1,60	2,67	15,333	852,92	241,16	250,70
-14	49,75	0,58	0,97	11,933	593,68	167,86	295,94
-16	55,88	0,86	1,43	12,867	718,93	203,27	341,18
-18	38,88	1,38	2,30	14,600	567,58	160,48	386,42
-20	42,50	0,20	0,33	10,667	453,33	128,18	431,65
-22	39,75	0,42	0,70	11,400	453,15	128,13	476,89
-24	32,88	1,06	1,77	13,533	444,91	125,79	522,13
-26	36,88	0,08	0,13	10,267	378,58	107,04	567,37
-28	37,63	1,76	2,93	15,867	596,98	168,79	612,61
-30	39,63	4,34	7,23	24,467	969,49	274,12	657,85

Depth (m)	Wp	Ru (Ton)	P ijin tiang (ton)		P cabut tiang (ton)
			2	3	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	0,79	59,38	28,90	19,01	9,11
-4	1,57	135,65	66,25	43,64	21,04
-6	2,36	272,38	133,83	88,44	43,04
-8	3,14	321,57	157,64	104,05	50,45
-10	3,93	370,02	181,08	119,41	57,74
-12	4,72	491,86	241,21	159,24	77,26
-14	5,50	463,80	226,40	149,10	71,80
-16	6,29	544,45	265,94	175,19	84,45
-18	7,07	546,89	266,37	175,22	84,07
-20	7,86	559,83	272,06	178,75	85,45
-22	8,65	605,02	293,86	193,03	92,19
-24	9,43	647,93	314,53	206,54	98,56
-26	10,22	674,41	326,99	214,59	102,18
-28	11,00	781,40	379,70	249,46	119,23
-30	11,79	931,97	454,19	298,87	143,54

Kontrol:

Pu Bahan (ton)	Daya Dukung Ultimate (ton)	Kontrol
505,40	419,86	OK
P Sementara (ton)	P Ijin Sementara (ton)	
70,97	241,21	OK
P Tetap (ton)	P Ijin Tetap (ton)	
32,92	77,26	OK
P Bahan (ton)	P Aksial (ton)	
252,7	70,97	OK

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik

maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan (safety factor) tertentu, disini faktor kemanan ditetapkan sebesar 2,5.

$$P_{\text{Cabut Maks}} (\text{ton}) = -23,165$$

$$\text{Kapasitas Cabut} (\text{ton}) = 77,26$$

5.2.2.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Perhitungan efisiensi tiang kelompok adalah sebagai berikut :

$$Eg = 1 - 0 \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$\text{Diameter tiang pancang, } D = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang, } S = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu kolom, } m = 14$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris, } n = 3$$

$$\theta = \text{arc tan} (D/s) = 18,43$$

$$Eg = 0,695$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang

$$= Eg \cdot \text{jumlah pile} \cdot \text{daya dukung tiang}$$

$$= 0,695 \times 42 \times 491,856$$

$$= 14359,23 \text{ ton}$$

Daya dukung vertikal kelompok tiang > P_u

$$14359,23 \text{ ton} > 1157,122 \text{ ton (OK)}$$

5.2.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

5.2.2.7.1 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Dari tabel Gaya Aksial per tiang dapat diketahui gaya aksial terbesar yang terjadi pada tiang adalah sebagai berikut:

$$P_{\text{aksial}} = 70,97 \text{ ton}$$

Kontrol:

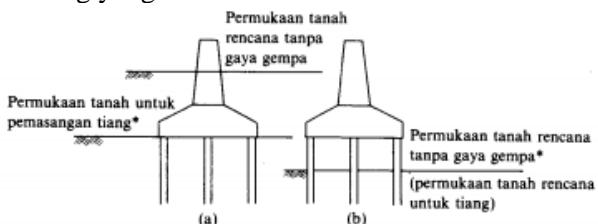
$P_{aksial} < P_{bahan}$

70,97 ton < 252,7 ton (OK)

5.2.2.7.2 Kontrol Terhadap Beban Horizontal

Untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan didalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelagar diatas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koefisien reaksi lapisan tanah dibawahnya.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan diatasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang berasal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (bearing capacity). Berikut ini adalah detail perhitungan untuk tiang yang terbenam di dalam tanah:



*Tempat di mana besarnya perpindahan normal dapat diketahui

Gambar 5. 30 Cara menentukan permukaan tanah rencana tiang

$$Ha = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta a$$

Ha = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm)

β = Nilai karakteristik tiang

Mencari Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta a^{-0.5}$$

$$E_o = 28 \text{ N SPT min}$$

$$= 28 \cdot 19,867$$

$$= 556,267 \text{ kg/cm}^2$$

$$D^{-0.75} = 60^{-0.75}$$

$$= 0,04639 \text{ (cm)}$$

$$\delta a^{-0.5} = 1^{-0.5}$$

$$= 1 \text{ cm}$$

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta a^{-0.5}$$

$$= 0.2 \cdot 556,267 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,04639 \cdot 1$$

$$= 5,161 \text{ kg/cm}^3$$

Mencari Nilai Karakteristik Tiang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

$$K = 5,161 \text{ kg/cm}^3$$

$$D = 60 \text{ cm}$$

$$E = 4700 \cdot f_c^{0.5} \cdot 10$$

$$= 4700 \cdot 49,8^{0.5} \cdot 10$$

$$= 331674,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/64 \pi \cdot (Dl^4 - Dd^4)$$

$$= 1/64 \pi \cdot (60^4 - 50^4)$$

$$= 329376,35 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{5,161 \cdot 60}{4 \cdot 331674,84 \cdot 329376,35}} = 0,0051594$$

Mencari Daya Dukung Mendatar Yang Dijinkan

$$Ha = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta a$$

$$= \frac{5,161 \cdot 60}{0,0052} \cdot 1 = 60014,25 \text{ kg} = 600,143 \text{ kN}$$

Mencari Gaya-gaya Horizontal yang Bekerja

- Gaya-gaya horizontal (Hx) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya :

Tabel 5. 45 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara

Beban (Hx)	Gaya (kN)
Beban Rem	76,601
Beban 100% akibar gempa (Struktur Atas + Abutment)	5494,7382
Tekanan Tanah Dinamis gempa	3229,500
Total	8800,839

- Gaya-gaya horizontal (Hy) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu y, diantaranya :

Tabel 5. 46 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara

Beban (Hx)	Gaya (kN)
30 % Beban Gempa struktur atas	728,803
30 % Beban Gempa abutment	919,618
Beban Angin	52,336
Total	1700,757

Kontrol Daya Dukung Horizontal

Total Beban Horizontal yang bekerja :

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} \\ &= (8800,839^2 + 1700,757^2)^{0.5} \\ &= 8963,668 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Horizontal yang diterima per tiang:

$$\begin{aligned} H_{\text{tiang}} &= \frac{8963,67}{42} \\ &= 213,421 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{\text{per tiang}} &< H_a \\ 213,421 \text{ kN} &< 600,143 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.2.7.3 Kontrol Momen

$$\begin{aligned} \text{Momen pada Tiang Pancang} &= 0,2079 \cdot \frac{H}{2 \cdot \beta} \\ &= 0,2079 \cdot \frac{21342,1}{2 \cdot 0,0052} \\ &= 429996,0891 \text{ kg.cm} \\ &= 42,99960891 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi < Momen Ultimate

$$42,9996 \text{ kN.m} < 170 \text{ kN.m} \quad (\text{OK})$$

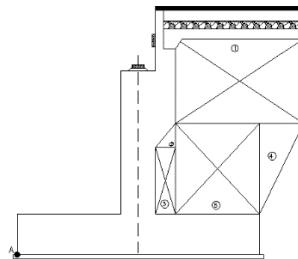
5.2.3 Kontrol Stabilitas Abutment

Pada kontrol stabilitas abutment terdiri dari kontrol stabilitas guling dan kontrol stabilitas geser.

5.2.3.1 Kontrol Stabilitas Guling

Titik guling berada di ujung pilecap

c. Momen Penahan Guling



Gambar 5. 31 Titik Guling A pada Abutment

Letak titik guling A pada abutment

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1,1$$

Berat tanah timbunan diatas pile cap

Tabel 5. 47 Berat timbunan tanah diatas pilecap

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	Momen kN.m
1	2,1	3,2	25,2	168,07	3025,33	4,31	13027,07
2	0,6	0,5	25,2	3,78	68,04	2,86	194,32
3	1,7	0,5	25,2	20,87	375,58	1,83	686,56
4	2,3	1,1	25,2	31,30	563,34	1,75	986,97
5	2,3	2,1	25,2	117,97	2123,39	2,13	4518,58
						Total	19413,5053

Rekapitulasi momen penahan abutment

Tabel 5. 48 Rekapitulasi momen penahan abutment

Gaya Penahan	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Beban Bangunan Atas	3470,493	6,056	1,3	27322,49
Beban Abutment	6568,700	1,642	1,3	14018,17
Beban tanah poer 1	3025,331	4,306	1,25	16283,84
Beban tanah poer 2	68,040	2,856	1,25	242,90
Beban tanah poer 3	375,581	1,828	1,25	858,20
Beban tanah poer 4	2123,392	2,128	1,25	5648,22
Total	58725,62			

b. Momen Penyebab Guling

Rekapitulasi momen penahan abutment

Tabel 5. 49 Rekapitulasi momen guling abutment

Gaya Guling	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Tekanan tanah aktif 1	758,3099853	2,53	1,25	2396,260
Tekanan tanah aktif 2	2738,582347	1,69	1,25	5769,2801
Total	8165,5397			

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1,1$$

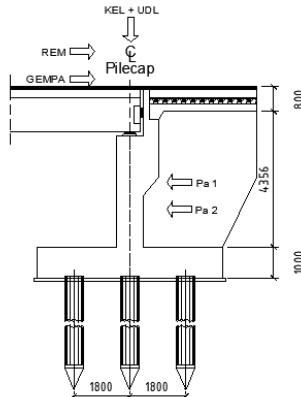
$$\frac{58725,62}{8165,54} > 1,1$$

7,192 > 1,1 (OK)

5.2.4 Perhitungan Pile Cap

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebangan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap.

5.2.4.1 Analisis Pembebanan Pile Cap



Gambar 5. 32 Beban Pada Poer Abutment

Tabel 5. 50 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x	y	z
		kN	kN	kN	m	m	m
I Beban Tetap							
	Struktur Atas	3470,49					
	Abutment	6568,70			0,126		
	Tek. Tanah Aktif 1		758,31				2,53
	Tek. Tanah Aktif 2		2738,58				1,69
II Peng. Beban Hidup							
	UDL + KEL	1532,03					
	Beban Rem		76,60				
	Beban Angin			52,34			6,06
III Aksi Lain (Gempa)							
	Eq Struktur Atas	2429,34	2429,34				6,06
	Eq Abutment	3065,39	3065,39				1,64
	Eq Tek. Tanah Dinamis	3229,50					2,53

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pilecap

No	URAIAN	Mx	My
		kN.m	kN.m
I	Beban Tetap		
	Struktur Atas		
	Abutment	830,39	
	Tek. Tanah Aktif 1	1917,01	
	Tek. Tanah Aktif 2	4615,42	
II	Peng. Beban Hidup		
	UDL + KEL		
	Beban Rem	866,51	
	Beban Angin		316,95
III	Aksi Lain (Gempa)		
	Eq Struktur Atas	14712,11	14712,11
	Eq Abutment	5032,17	5032,17
	Eq Tek. Tanah Dinamis	8164,18	

Kombinasi yang digunakan untuk kekuatan pondasi adalah :

Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta)

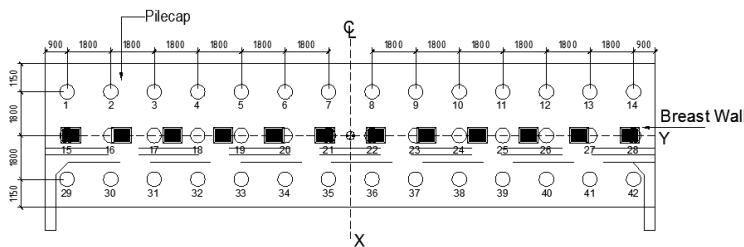
No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13050,95			1079,51	
2	Tekanan Aktif	1,25		4371,12		8165,54	
3	Beban lajur	2,00	3064,05			0,00	
4	Beban rem	2,00		76,60		1733,03	
5	Beban angin	1,20			62,80		380,34
	Total		16115,00	4447,72	62,80	10978,07	380,34

Kombinasi 2 (1,3D + 30%Ex + Ey)

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13050,95			1079,51	
2	Beban gempa	1,00		1648,42	5494,74	5923,28	19744,28
3	Tek. Tanah Dinamis	1,00		3229,50		8164,18	
	Total		13050,95	4877,92	5494,74	15167,0	19744,28

Kombinasi 3 (1,3D + Ex + 30%Ey)

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13050,95			25667,6	
2	Beban gempa	1,00		5494,74	1648,42	19744,28	5923,28
3	Tek. Tanah Dinamis	1,00		3229,50		8164,18	
	Total		13050,95	8724,24	1648,42	53576,0	5923,28



Gambar 5. 33 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

Konfigurasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,8 \text{ m}$$

n = Jumlah tiang pancang

$$= 42$$

5.2.4.2 Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

$$P_{\text{maks}} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{My \cdot x_{\text{maks}}}{ny \cdot \sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y_{\text{maks}}}{nx \cdot \sum y^2}$$

Keterangan:

P_u = Gaya aksial yang terjadi

My = Momen yang bekerja tegak lurus
sumbu y

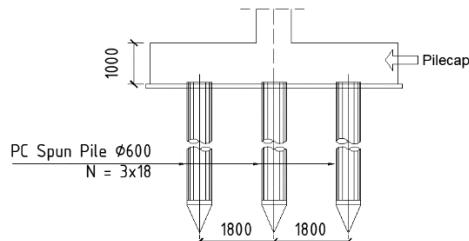
Mx	= Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
Xmax	= Jarak tiang arah sumbu X terjauh
Ymax	= Jarak tiang arah sumbu Y terjauh
Σx^2	= Jumlah Kuadrat X
Σy^2	= Jumlah Kuadrat Y
Nx	= Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
Ny	= Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
Np	= Jumlah tiang

Tabel 5. 51 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1,8	-11,70	3,24	136,89	333,15	622,24	144,79
2	1,8	-9,90	3,24	98,01	342,09	634,59	188,40
3	1,8	-8,10	3,24	65,61	351,02	646,93	232,01
4	1,8	-6,30	3,24	39,69	359,96	659,28	275,62
5	1,8	-4,50	3,24	20,25	368,90	671,62	319,24
6	1,8	-2,70	3,24	7,29	377,83	683,97	362,85
7	1,8	-0,90	3,24	0,81	386,77	696,32	406,46
8	1,8	0,90	3,24	0,81	395,70	708,66	450,07
9	1,8	2,70	3,24	7,29	404,64	721,01	493,68
10	1,8	4,50	3,24	20,25	413,58	733,35	537,29
11	1,8	6,30	3,24	39,69	422,51	745,70	580,90
12	1,8	8,10	3,24	65,61	431,45	758,05	624,51
13	1,8	9,90	3,24	98,01	440,39	770,39	668,12
14	1,8	11,70	3,24	136,89	449,32	782,74	711,73
15	0	-11,70	0	136,89	325,61	230,49	27,27
16	0	-9,90	0	98,01	334,54	242,83	70,88
17	0	-8,10	0	65,61	343,48	255,18	114,49
18	0	-6,30	0	39,69	352,41	267,53	158,10
19	0	-4,50	0	20,25	361,35	279,87	201,71
20	0	-2,70	0	7,29	370,29	292,22	245,32

21	0	-0,90	0	0,81	379,22	304,56	288,93	
22	0	0,90	0	0,81	388,16	316,91	332,54	
23	0	2,70	0	7,29	397,09	329,26	376,15	
24	0	4,50	0	20,25	406,03	341,60	419,76	
25	0	6,30	0	39,69	414,97	353,95	463,38	
26	0	8,10	0	65,61	423,90	366,29	506,99	
27	0	9,90	0	98,01	432,84	378,64	550,60	
28	0	11,70	0	136,89	441,78	390,99	594,21	
29	-1,8	-11,70	3,24	136,89	318,06	-161,26	-90,26	
30	-1,8	-9,90	3,24	98,01	327,00	-148,92	-46,65	
31	-1,8	-8,10	3,24	65,61	335,93	-136,57	-3,04	
32	-1,8	-6,30	3,24	39,69	344,87	-124,23	40,57	
33	-1,8	-4,50	3,24	20,25	353,80	-111,88	84,18	
34	-1,8	-2,70	3,24	7,29	362,74	-99,53	127,80	
35	-1,8	-0,90	3,24	0,81	371,68	-87,19	171,41	
36	-1,8	0,90	3,24	0,81	380,61	-74,84	215,02	
37	-1,8	2,70	3,24	7,29	389,55	-62,50	258,63	
38	-1,8	4,50	3,24	20,25	398,48	-50,15	302,24	
39	-1,8	6,30	3,24	39,69	407,42	-37,80	345,85	
40	-1,8	8,10	3,24	65,61	416,36	-25,46	389,46	
41	-1,8	9,90	3,24	98,01	425,29	-13,11	433,07	
42	-1,8	11,70	3,24	136,89	434,23	-0,77	476,68	
		90,72	2211,3					

5.2.4.3 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pile Cap



Gambar 5. 34 Analisa Gaya dan Momen pada Poer

Tabel 5. 52 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	5477,32	9834,84	5995,67
$\Sigma P2$	5371,67	4350,32	4350,32
$\Sigma P3$	5266,02	-1134,20	2704,96

Tabel 5. 53 Perhitungan Momen Pile Cap

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1,80	9859,17	17702,71	10792,21
$\Sigma P2$	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma P3$	1,80	9478,83	-2041,6	4868,93

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ($1,3D + 30\%Ex + Ey + PaG$). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah

$$Mu = \frac{\text{Momen max pada baris pancang}}{\text{lebar abutment}}$$

$$= \frac{17702,71}{25,2} = 702,488 \text{ kN.m}$$

5.2.4.4 Penulangan Pile Cap Abutment

- Tulangan Lentur
- Mutu Beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- Mutu Baja Tulangan $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tinggi yang ditinjau $h = 1000 \text{ mm}$
- Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$
- Selimut Beton $d' = 50 \text{ mm}$
- Tebal Efektif $d = 950 \text{ mm}$
- Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$
- $Mu = 702,49 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{702,49 \text{ kN m}}{0,8} = 878,111 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{878,111 \times 10^6}{1000 \cdot (950)^2} = 0,97 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 0,98}{400}} \right) \\ &= 0,0025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &< \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 &> 0,0025 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0035\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 3325,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{3325,00} \\ &= 241,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100
(As = 8038,4 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 3325,00 \\ &= 665,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D22

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{379,94 \cdot 1000}{665,00} \\ &= 571,34 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200
($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tekan

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 3325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{3325} \\ &= 241,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan D32 – 100
(As pasang = 8038,4 mm²)

- Kontrol Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 950 \\ &= 867277,383 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\ &= \frac{709,71}{0,7} \\ &= 1013,872 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{array}{lcl} Vc & > & Vu \\ 867277,383 & > & 1013,872 \end{array}$$

- Tulangan Geser

$$Vu = \frac{1013,872}{25,2} = 40,23 \text{ kN} = 40233,01 \text{ N}$$

$$fc' = 30 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$\Phi_V = 0,75$$

Cek kondisi Geser

1. $Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc$
 $40233,01 < 325210,269 \quad (\text{OK})$

2. $0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc$
 $325210,27 < 40233,01 < 650420,54 \quad (\text{NOT OK})$

3. $\phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot (Vc + Vsmin)$
 $650420,54 < 40233,01 < 887920,54 \quad (\text{NOT OK})$

4. $\phi \cdot (Vc + Vsmin) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $887920,54 < 40233,01 < 1951262 \quad (\text{NOT OK})$

5. $\phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $1951262 > 40233,01 < 3252102,7 \quad (\text{NOT OK})$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 4 kaki dengan diameter Ø13

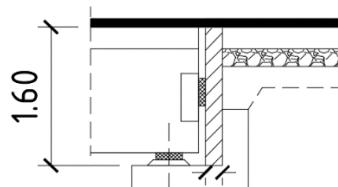
$$\begin{aligned} Av &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ &= \frac{530,66 \cdot 400 \cdot 950}{316666,67} \\ &= 636,792 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 600mm

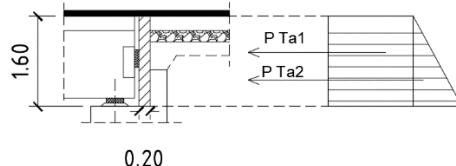
5.2.5 Perhitungan Long Stopper



0.20

$$\begin{aligned} H &= 1,6 \text{ m} \\ L &= 0,2 \text{ m} \\ B &= 25,2 \text{ m} \end{aligned}$$

5.2.5.1 Analisis Pembebaan Long Stopper



Gambar 5. 35 Analisa Pembebaan Long Stopper

Pembebaan pada Long Stopper

a. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 1,6m \times 0,2 m \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Berat Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 2,03m \times 0,3 m \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 15,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Rem

$$\begin{aligned} Tb &= 76,601 \text{ kN} \\ q &= \frac{Tb}{By} \\ &= \frac{76,6}{25,2} = 3,04 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 1,6 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah (\gamma_t)} &= 18 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Sudut geser tanah (\phi)} &= 21^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif (K_a)} &= 0,47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times \gamma_t \\ &= 0,6 \times 18 \text{ kN/m}^2 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \times 0,47 \times 1,6 \text{ m} \\ &= 8,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta_2} &= 0,5 \times K_a \times y_t \times H^2 \\
 &= 0,5 \times 0,47 \times 18 \text{ kN/m}^2 \times 1,6^2 \\
 &= 10,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Beban Gempa

Csm	= 0,7
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 1
W 1/2 bangunan atas	= 3470,49 kN
Beban sendiri stopper	= 201,60 kN
Berat Korbel	= 383,67 kN

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

$$\begin{aligned}
 Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\
 &= \frac{0,7}{1} \times 3470,49 & &= \frac{2429,34}{25,2} \\
 &= 2429,34 \text{ kN} & &= 96,40 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Korbel:

$$\begin{aligned}
 Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\
 &= \frac{0,7}{1,5} \times 383,67 & &= \frac{179,05}{25,2} \\
 &= 179,046 \text{ kN} & &= 7,11 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned}
 Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\
 &= \frac{0,7}{1,5} \times 201,60 & &= \frac{94,08}{25,2} \\
 &= 94,08 \text{ kN} & &= 3,73 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- f. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa
- | | |
|--|------------------------|
| Tinggi timbunan (H) | = 1,5 m |
| Berat jenis tanah (γ_t) | = 18 kN/m ² |
| Sudut geser tanah (ϕ) | = 21° |
| Koefisien tanah aktif (K _a) | = 0,47 |
| Koefisien gempa horizontal (K _h) | = 0,164 |
| Koef. Tek. Tanah dinamis (K _{ae}) | = 0,557 |

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 1,6^2}{2} \cdot 1 \cdot 0,56 \\ &= 12,834 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2.5.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Long Stopper

1. Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 54 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	V _u kN/m	H _x kN/m	Lengan m	M _x kN.m
1	Berat sendiri	1,30	10,40		0,8	8,32
2	Berat korbel	1,30	19,79		0,3	5,94
3	Tek. Aktif 1	1,25		8,16	0,8	6,53
4	Tek. Aktif 2	1,25		10,88	0,533	5,80
5	Beban rem	2,00		3,04	1,6	4,86
	Total		30,19	22,09		31,46

2. Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 55 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	V _u kN/m	H _x kN/m	Lengan m	M _x kN.m
1	Berat sendiri	1,30	10,40		0,8	8,32
2	Berat korbel	1,30	19,79		0,3	5,94
3	Beban Gempa	1,25		107,24	1,6	171,59
4	Tek. Tanah. Dinamis	1,25		12,83	0,8	10,27
	Total		30,19	120,07		196,11

Untuk penulangan stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2, sebesar 196,11 kN.m

5.2.5.3 Penulangan Long Stopper

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f_{c'} = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 200 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1500 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 170 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
M_u	$= 196,11 \text{ kN.m}$
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	$= 0,85$
$(f_{c'} < 30 \text{ Mpa})$	

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{196,11 \text{ kN m}}{0,8} = 245,138 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{245,138 \times 10^6}{1500 \cdot (170)^2} = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 5,3}{400}} \right) \\ &= 0,015\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho &< \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,015 &< 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,015\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0150 \cdot 1600 \cdot 170 \\ &= 4086,501 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 2100}{4086,50} \\ &= 78,68 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 50

($As = 6430,72 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan
 $As' = 20\% \cdot As$
 $= 20\% \cdot 4086,5$
 $= 817,3 \text{ mm}^2$

Direncanakan Tulangan Bagi D13

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$
 $= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$
 $= 132,665 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan bagi

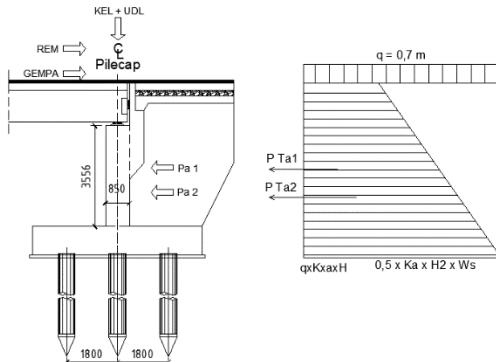
$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$
 $= \frac{132,665 \cdot 1600}{817,30}$
 $= 259,71 \text{ mm}$

Maka dipasang tulangan utama D13 -200
 $(As = 1061,32 \text{ mm}^2)$

5.2.6 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutment.

5.2.6.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment



Gambar 5. 36 Analisa Pembeban pada Dinding Abutment

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 3,456 \times 0,85 \times 25 \\ &= 73,44 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 1,6 \times 0,2 \times 25 \\ &= 8,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1+H_2)/2 \times L \times W_c \\ &= 2,03 \times 0,3 \times 25 \\ &= 15,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Hidup Lalu Lintas

Panjang bentang jembatan (L)	= 15,5 m
Lebar perkerasan (b)	= 23,4 m
Beban BGT (P BGT)	= 49 kN/m
Faktor Beban dinamis (1+DLA)	= 0,4
Beban BTR (q BTR)	= 9 kN/m ²

Total Beban BTR

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + (b-5,5) \times 0,5 \times BTR) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + (23,4-5,5) \times 0,5 \times 9) \times 15,5 \text{m} \\ &= 2015,775 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban BGT

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= ((5,5 \times P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times BGT \times (1+DLA))) \\ &= ((5,5 \times 49 \times (1+0,4)) + (23,4 - 5,5 \times 49 \times (1+0,4))) \\ &= 991,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban Hidup Lalu Lintas:

$$\begin{aligned} V_{Total} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 2015,775 \text{ kN} + 991,27 \text{ kN} \\ &= 3007,045 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} q_{BTR} = \frac{V_{BTR}}{By} & q_{BGT} = \frac{V_{BGT}}{By} \\ = \frac{2015,775}{23,4} & = \frac{991,27}{23,4} \\ = 86,14 \text{ kN/m} & = 42,36 \text{ kN/m} \end{array}$$

5. Beban ½ Struktur Atas

$$q_{Abt} = \frac{V_{Abt}}{By}$$

$$= \frac{3470,49}{23,4} \\ = 148,312 \text{ kN/m}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan (H)	= 5,056 m
Berat jenis tanah (yt)	= 18 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 21°
Koefisien tanah aktif (Ka)	= 0,472
q	= 0,6 x yt = 0,6 x 18 = 10,8 kN/m ²
P Ta ₁	= q x Ka x H = 10,8 kN/m ² x 0,472 x 5,056 = 25,79 kN/m
P Ta ₂	= 0,5 x Ka x yt x H ² = 0,5 x 0,472 x 18 x 5,056 ² = 108,67 kN/m

7. Beban Gempa

Csm	= 0,7
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 1
W 1/2 bangunan atas	= 3470,49 kN
Beban sendiri stopper	= 187,20 kN
Berat Korbel	= 356,27 kN
Beban sendiri dinding	= 1718,50 kN
Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:	

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 3470,49 & &= \frac{2429,34}{23,4} \\ &= 2429,34 \text{ kN} & &= 103,82 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abt:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 1718,50 & &= \frac{801,96}{23,4} \\ &= 801,96 \text{ kN} & &= 34,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 187,20 & &= \frac{87,36}{23,4} \\ &= 87,36 \text{ kN} & &= 3,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Korbel Belakang:

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 356,27 & &= \frac{166,26}{23,4} \\ &= 166,26 \text{ kN} & &= 7,11 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)	= 5,056 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 21°
Koefisien tanah aktif (Ka)	= 0,472
Koefisien gempa horizontal (Kh)	= 0,1643
Koef. Tek. Tanah dinamis (Kae)	= 0,557

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 5,056^2}{2} \cdot 1.0,557 = 128,155 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

9. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 Tb &= 76,601 \text{ kN} \\
 q &= \frac{Tb}{By} \\
 &= \frac{76,601}{23,4} \\
 &= 3,274 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.6.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Dinding Abutment

Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 56 Kombinasi 1 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	125,66		0,00	0,00
2	Berat korbel	1,30	19,79		0,78	15,34
3	Berat long stop	1,30	10,40		0,53	5,46
4	Tek. Aktif 1	1,25		32,24	2,53	81,51
5	Tek. Aktif 2	1,25		135,84	1,69	228,94
6	UDL + P _{KEL}	2,00	257,01		0,00	0,00
7	Beban Rem	2,00		6,55	6,06	39,65
	Total		412,87	174,63		370,89

Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 57 Kombinasi 2 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	125,66		0,00	0,00
2	Gempa Bang. Atas	1,00		103,82	6,06	628,72
3	Gempa Breast Wall	1,00		34,27	2,79	95,72
4	Gempa Korbel	1,00		7,11	4,18	29,71
5	Gempa Long Stop	1,00		3,73	6,06	22,61
6	Tek. Tanah. Dinamis	1,00		128,15	2,53	323,98
	Total		125,66	277,08		1100,73

5.2.6.3 Penulangan Dinding Abutment

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 850 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 50 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 800 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
M_u	$= 1100,73$
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	$= 0,8$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1100,73 \text{ kN m}}{0,8} = 1375,92 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1375,92 \times 10^6}{1000 \cdot (800)^2} = 2,150 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,035 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,15}{400}} \right) \\ &= 0,0056\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,0056 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0056\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0056 \cdot 1000 \cdot 800 \\ &= 4498,1 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ = \frac{803,84 \cdot 1000}{4498,1} \\ = 178,71 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100
(As = 8038,4 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$As' = 20\% \cdot As \\ = 20\% \cdot 4498,1 \\ = 899,62 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 22

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ = 379,94 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ = \frac{379,94 \cdot 1000}{899,62} \\ = 422,33 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200
(As = 1899,7 mm²)

- Tulangan Geser

Vu	= 412869,4 kN
fc'	= 30 MPa
fy	= 400 MPa
h	= 850 mm

$$\begin{aligned}
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 800 \text{ mm} \\
 \Phi_v &= 0,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 800 = 730296,74 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{bw \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 800}{3} \\
 &= 266666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $412869,4 < 255603,9$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $255603,9 < 412869,4 < 511207,7$ **(OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $511207,7 < 412869,4 < 697874$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $697874 < 412869,4 < 1533623,2$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot bw \cdot d)$
 $1533623,2 > 412869,4 < 2556038,6$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø12

Direncanakan Tulangan Geser Ø12

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Av &= 6 \times As \\ &= 6 \times 113,04 \\ &= 678,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

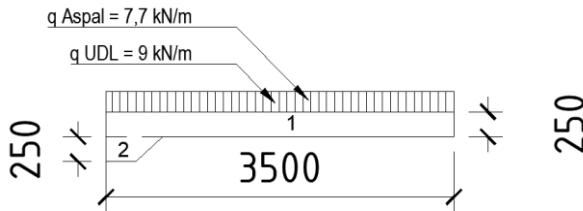
$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{678,24 \cdot 400 \cdot 800}{266666,67} \\ &= 813,888 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 400mm

5.2.7 Perhitungan Pelat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbel belakang abutment. Fungsi plat adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

5.2.7.1 Analisis Pembebatan Pelat Injak



Gambar 5. 37 Pembebatan pada Plat Injak

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 3,5 \times 25 \\
 &= 21,88 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 0,383 \times 25 \\
 &= 2,394 \text{ kN/m} \\
 q &= q_1 + q_2 \\
 &= 21,88 \text{ kN/m} + 2,394 \text{ kN/m} \\
 &= 24,268 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Agregat

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times W \\
 &= 0,2 \times 3,5 \times 22,7 \\
 &= 15,89 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Plat

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 3,5 \times 25 \\
 &= 21,88 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \cdot L \cdot W_c \\
 &= 0,1 \times 3,5 \times 22 \\
 &= 7,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

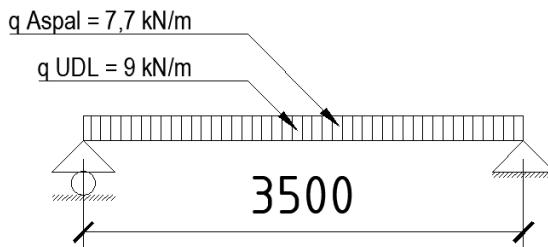
5. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= th \times L \times W_c \\ &= 0,05 \times 3,5 \times 9,8 \\ &= 1,715 \end{aligned}$$

6. Beban BTR

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{BTR}} &= q \cdot L \\ &= 9 \times 3,5 \\ &= 32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.2.7.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Pelat Injak



Gambar 5. 38 Permodelan Momen pada Plat Injak

Asumsi Perletakan Sendi – Roll

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$$

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1,30	31,55	3,5	48,31
2	Beban UDL	1,30	40,95	3,5	62,70
3	Beban Aspal	2,00	15,40	3,5	23,58
4	Beban Air Hujan	2,00	3,43	3,5	5,25
5	Beban Plat	1,30	28,44	3,5	43,54
6	Beban Agregat	2,00	31,78	3,5	48,66
	Total		87,90		232,06

Momen yang digunakan $\frac{232,06}{3,5} = 66,30 \text{ kNm/m'}$

5.2.7.3 Penulangan Pelat Injak

- Tulangan Lentur	
Mutu Beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 250 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 220 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
M_u	$= 66,30 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{66,30 \text{ kN m}}{0,8} = 82,88 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{82,88 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 1,712 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0244 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 1,717}{400}} \right) \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0044 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0044\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0044 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 975,727 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{975,727} \\ &= 205,96 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100
($As = 2009,6 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}\text{Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan} \\ As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 975,73 \\ &= 195,15 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 13

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

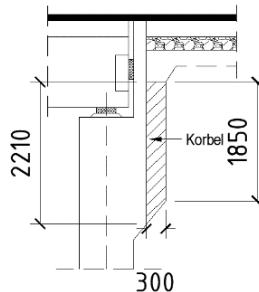
$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \cdot 1000}{195,15} \\ &= 679,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 – 200
(As = 663,325 mm²)

5.2.8 Perhitungan Korbel Belakang Abutment

Perhitungkan analisis korbel belakang abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate)
Berikut dibawah ini analisis perencanaan korbel belakang.

5.2.8.1 Analisis Pembebanan Korbel Belakang Abutment



Gambar 5. 39 Pembebanan pada Korbel

1. Berat Sendiri Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2)/2 \times L \times W_c \\ &= 2,03 \times 0,3 \times 25 \\ &= 15,23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned} q_1 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,25 \times 3,5 \times 25 \\ &= 21,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,25 \times 0,383 \times 25 \\ &= 2,3938 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 21,875 \text{ kN/m} + 2,3938 \text{ kN/m} = 24,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,1 \times 3,5 \times 25 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_c \\ &= 0,05 \times 3,5 \times 9,8 \\ &= 1,715 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban BTR

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\text{BTR}} &= q \times L \\ &= 9 \times 3,5 \\ &= 32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2.8.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Korbel Belakang Abutment

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Pembebatan pada Korbel

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Mu kN.m/m'
1	Berat sendiri	1,30	19,79	1,105	21,87
2	Berat Plat Injak	1,30	31,55	1,105	34,86
3	Beban Aspal	2,00	15,40	0,150	2,31
4	Beban Air Hujan	2,00	3,43	0,150	0,51
5	Beban UDL	2,00	63,00	2,210	139,23
	Total		133,17		198,79

Momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan = 198,79 kN.m

5.2.8.3 Penulangan Korbel Belakang

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 300 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 270 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	$= 198,79 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{198,79 \text{ kN m}}{0,8} = 248,484 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{248,484 \times 10^6}{1000 \cdot (270)^2} = 3,409 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 3,41}{400}} \right) \\ &= 0,0092\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0092 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0092\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0092 \cdot 1000 \cdot 270 \\ &= 2479,35 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{490,625 \cdot 1000}{2479,35} \\ &= 197,88 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 100
($A_s = 4906,25 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \cdot A_s \\ &= 20\% \cdot 2479,35 \\ &= 495,869 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{495,869} \\ &= 405,27 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 200
($A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 133172 \text{ N} \\ f_{c'} &= 30 \text{ MPa} \\ f_y &= 400 \text{ MPa} \\ h &= 300 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 270 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 270 \\
 &= 246475 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs \min &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{1000 \cdot 270}{3} \\
 &= 90000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc$
 $133171,9 < 92428,18$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc$
 $92428,18 < 133171,9 < 184856,4$ **(OK)**
3. $\phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot (Vc + Vs\min)$
 $184856,4 < 133171,9 < 252356$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (Vc + Vs\min) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $252356 < 133171,9 < 554569,1$ **(NOT OK)**
5. $\phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $554569,1 > 133171,9 < 924281,8$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

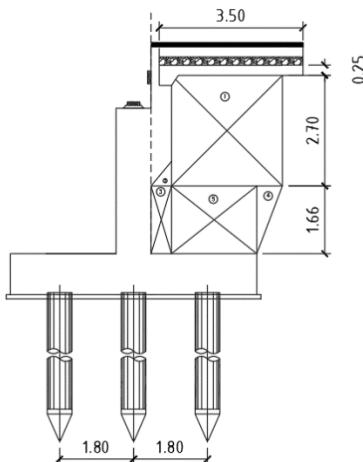
Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 400 \cdot 270}{90000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 100mm

5.2.9 Perhitungan Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan aktif sebagai beban ultimate



Gambar 5. 40 Analisa pembebanan pada Wing Wall

5.2.9.1 Analisis Pembebanan Wing Wall

a. Berat Sendiri Wing Wall

Pembebanan pada Wing Wall akibat Berat Sendiri

Bidang	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	2,908	72,7	1,85	1,3	174,844
2	0,06	1,5	0,20	1,3	0,390
3	0,332	8,3	0,25	1,3	2,698
4	0,208	5,2	3,13	1,3	21,139
5	1,376	34,4	1,54	1,3	68,779
		122,1		Total	267,849

b. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 5,056 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (\gamma t)} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser tanah (\phi)} = 21^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif (K_a)} = 0,472$$

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times \gamma t \\ &= 0,6 \times 18 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times B_x \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \times 0,472 \times 5,056 \times 4 \text{ m} \\ &= 103,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_x \\ &= 0,5 \times 0,472 \times 18 \times 5,056^2 \times 4 \text{ m} \\ &= 434,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5. 60 Tekanan dan Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

Bagian	Gaya kN	Ly m	Faktor Beban	Muy kN.m
P _{TA} 1	103,17	2,528	1,25	326,02171
P _{TA} 2	434,70	1,685	1,25	915,75875
	537,87		Total	1241,7805

Momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan wing wall sebesar $267,849 + 1241,78 = 1509,63 \text{ kN.m}$

5.2.9.2 Penulangan Wing Wall

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 400 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 400 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 5056 \text{ mm}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 370 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	$= 1509,63 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1509,63 \text{ kN m}}{0,8} = 1887,04 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1887,04 \times 10^6}{5915 \cdot (370)^2} = 2,726 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0325$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0325 = 0,0244\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,726}{400}} \right) \\ &= 0,0072\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0072 < 0,0224\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0072$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0072 \cdot 5056 \cdot 370 \\ &= 13516,18 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{803,84 \cdot 5056}{13516,18}$$

$$= 287,18 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 250
(As = 16256,9 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$As' = 50\% \cdot As$$

$$= 50\% \cdot 13516,2$$

$$= 6758,089 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 28

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 28^2$$

$$= 615,44 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{615,44 \cdot 5056}{6758,089}$$

$$= 460,44 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D28 – 400
(As = 7779,16 mm²)

5.3 Perencanaan Pilar

Pilar terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap, dinding pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisa elemen – elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup

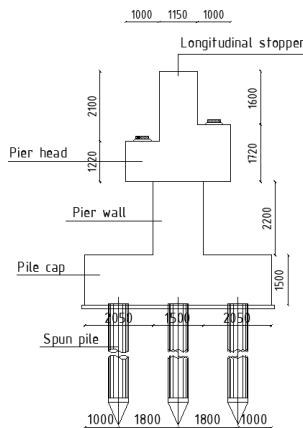
maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa.

Pada Tugas Akhir ini struktur jembatan Kali Lanang direncanakan dengan menggunakan satu buah pilar sesuai dengan peraturan yang diizinkan.

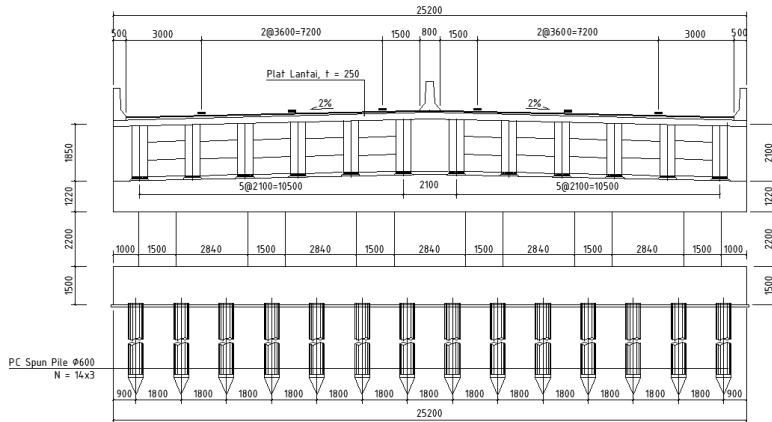
5.3.1 Desain Dimensi Pilar

Pilar yang direncanakan mampu menahan setengah bentang dari beban balok girder 23 m dan beban setengah bentang dari balok girder 15,5 m. Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar :

- Tinggi Pilar : 2,2 m
- Tebal Pilar : 1,5 m
- Panjang Pier Head : 25,2 m
- Jenis Pondasi : Spun Pile



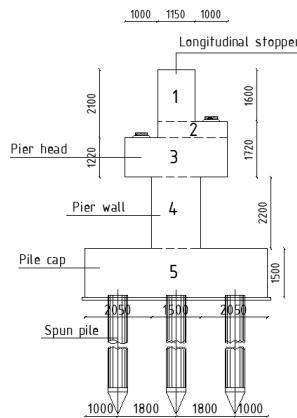
Gambar 5. 41 Potongan Memanjang Pilar



Gambar 5. 42 Potongan Melintang Pilar

5.3.2 Analisa Pembebatan Pada Pilar

1. Analisa Berat Sendiri dan Titik Berat Pilar



Gambar 5. 43 Pembagian Segmen Potongan Memanjang Pilar

Tabel 5. 61 Analisa Berat Sendiri dan Titik Berat Pada Pilar

Segmen	H (m)	B (m)	L (m)	Volume (m ³)	Berat (kN)	x (m)	z (m)
1	1,6	1,15	25,2	46,368	1159,2	0	6,218
2	0,5	2,15	25,2	27,09	677,25	0,5	5,168
3	1,22	3,15	25,2	96,8436	2421,09	0	4,309
4	2,2	1,5	1,5	4,95	742,5	0	2,6
5	1,5	5,6	25,2	211,68	5292	0	0,75
Berat Total					10292,04		

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar

Segmen	Berat . x (kN.m)	Berat . Z (kN.m)
1	0	7207,906
2	338,625	3500,028
3	0	10432,477
4	0	1930,5
5	0	3969
Total	338,625	27039,910

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pilar

Tabel 5. 63 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Kiri Struktur Atas (Qms)

Beban Sendiri 1/2 Bentang Bangunan Kiri Struktur Atas					
Beban	Volume			Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)		
Plat Lantai Kendaraan	25,20	0,25	11,5	25	1811,25
Aspal	23,40	0,1	11,5	22	592,02
Girder	12,24		11,5	25	3519
Diafragma	1,05		11,5	25	301,88
Parapet	0,3891		11,5	25	111,87
Air Hujan	25,2	0,05	11,5	9,8	142,00
Total berat sendiri					6478,01

Tabel 5. 64 Berat Sendiri ½ Bentang Bangunan Kanan Struktur Atas (Qms)

Berat Sendiri 1/2 Bentang Bangunan Kanan Struktur Atas					
Beban	Volume			Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)		
Plat Lantai Kendaraan	25,20	0,25	7,75	25	1220,63
Aspal	23,40	0,1	7,75	22	398,97
Girder	8,64		7,75	25	1674
Diaphragma	0,5		7,75	25	96,875
Parapet	0,3891		7,75	25	75,39
Air Hujan	25,20	0,05	7,75	9,8	95,70
Total berat sendiri					3561,555

3. Beban Lalu Lintas

Berdasarkan **SNI 1725 - 2016 Pasal 8.3.1** beban lalu lintas "D" untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT. Jumlah total pembebanan lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan.

Panjang bentang span kiri jembatan (L)	: 23 m
Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 15,5 m
Lebar perkerasan jembatan	: 25,2 m
Beban BGT (P _{BGT})	: 49 kN/m
Faktor beban dinamis (1 + DLA)	: 1,4
Beban BTR (q _{BTR})	: 9 kN/m ²

Beban BTR dan BGT untuk span kanan 15,5 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times \\
 &\quad 9 \text{ kN/m}^2) \times 15,5 \text{ m} \\
 &= 1423,575 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= 5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times \\
 &\quad (1+DLA))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4) + (12,6 \text{ m} - 5,5 \times \\
 &\quad 49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban Hidup Lalu Lintas :

$$\begin{aligned}
 P_{total} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 1423,575 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} \\
 &= 1448,775 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban BTR dan BGT untuk span kiri 23 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((12,6 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times \\
 &\quad 9 \text{ kN/m}^2) \times 23 \text{ m} \\
 &= 2088,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= 5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times \\
 &\quad (1+DLA))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4) + (12,6 \text{ m} - 5,5 \times \\
 &\quad 49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban Hidup Lalu Lintas :

$$\begin{aligned}
 P_{total} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 2088,45 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} \\
 &= 2113,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Beban Rem

Gaya rem berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.7**, Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem dengan 2 lajur lalu lintas sebesar 5% dari total beban lajur “D”.

Faktor beban ultimit K TB = 2,0
 $P_{TB} = 5\% \times (P_{BTR} + P_{BGT}) \times K_{TB}$
 $= 211,365 \text{ kN}$

- Panjang lengan terhadap pondasi (Y TB)
 $= h_{girder} + h_{pier\ head} + h_{pier\ wall} + h_{pile\ cap}$
 $= 1,7 \text{ m} + 3,32 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,5 \text{ m}$
 $= 8,72 \text{ m}$
- Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)
 $= P_{TB} \times Y_{TB}$
 $= 211,365 \text{ kN} \times 8,72 \text{ m}$
 $= 1843,103 \text{ kN/m}$

5. Beban Angin

Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin langsung pada konstruksi tergantung pada kecepatan angin sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Keterangan :

C_w = Koefisien Seret

V_w = Kecepatan Angin Rencana (m/det)

Untuk mencari C_w dan V_w menggunakan tabel pada

RSNI T-02-2005 Pasal 7.6 pada Tabel 27 dan Tabel

28

Tabel 5. 65 Koefisien Seret C_w

Tipe Jembatan	C _w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
b/d = 1.0	2.1 (3)
b/d = 2.0	1.5 (3)
b/d ≥ 6.0	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari b / d bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C _w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Tabel 5. 66 Kecepatan Angin Rencana Vw

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

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien seret, $C_w = 1,25$

Beban angin layan, $V_w = 25 \text{ m/s}$

Bentang jembatan span kanan = 15,5 m

Bentang jembatan span kiri = 23 m

Lebar jembatan = 25,2 m

Tinggi bangunan atas, ha = 3,65 m

1. Beban angin struktur atas

a. Luas bidang samping jembatan (Ab1)

$$\begin{aligned} Ab1 &= L \times ha \\ &= 23 \text{ m} \times 3,65 \text{ m} \\ &= 83,95 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban angin pada struktur atas (Tew1)

$$\begin{aligned} Tew1 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1 \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 83,95 \text{ m}^2 \\ &= 39,352 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Lengan terhadap pondasi (Yew1)

$$\begin{aligned} Yew1 &= h \text{ pier head} + h \text{ pier wall} + h \text{ pile cap} + \frac{1}{2} ha \\ &= 3,32 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,5 \text{ m} + \frac{3,65}{2} \\ &= 8,85 \text{ m} \end{aligned}$$

d. Momen pada pondasi akibat beban angin bangunan atas (Mew)

$$\begin{aligned} Mew1 &= Tew1 \times Yew1 \\ &= 39,352 \text{ kN} \times 8,85 \text{ m} \\ &= 348,065 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Lengan terhadap dasar Pier Wall (Y'ew)

$$\begin{aligned}
 Y'_{ew} &= h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} \text{ ha} \\
 &= 2,2 \text{ m} + 3,32 \text{ m} + \frac{3,65}{2} \\
 &= 7,345 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- f. Momen pada pier wall akibat beban angin bangunan atas (M'_{ew1})

$$\begin{aligned}
 M'_{ew1} &= T_{ew1} \times Y'_{ew} \\
 &= 39,352 \text{ kN} \times 7,345 \text{ m} \\
 &= 289,037 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Beban angin struktur bawah

- a. Luas bidang samping jembatan (Ab2)

$$\begin{aligned}
 Ab2 &= b \text{ pier wall} \times (h \text{ pier head} \times h \text{ pier wall}) \\
 &= 1,5 \text{ m} \times (3,32 \text{ m} \times 2,2 \text{ m}) \\
 &= 10,956 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- b. Beban angin pada struktur bawah (T_{ew2})

$$\begin{aligned}
 T_{ew2} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab2 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 10,956 \text{ m}^2 \\
 &= 5,136 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- c. Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})

$$\begin{aligned}
 Y_{ew2} &= h \text{ pile cap} + \frac{h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}}{2} \\
 &= 1,5 \text{ m} + \frac{2,2 \text{ m} + 3,32 \text{ m}}{2} \\
 &= 4,26 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- d. Momen pada pondasi akibat beban angin bangunan bawah (M_{ew})

$$\begin{aligned}
 M_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\
 &= 5,136 \text{ kN} \times 4,26 \text{ m} \\
 &= 21,878 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- e. Lengan terhadap dasar Pier Wall (Y'_{ew})

$$\begin{aligned}
 Y'_{ew2} &= \frac{h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}}{2} \\
 &= \frac{2,2 \text{ m} + 3,32 \text{ m}}{2} \\
 &= 2,76 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- f. Momen pada pier wall akibat beban angin bangunan bawah (M'_{ew2})

$$\begin{aligned}
 M'ew2 &= Tew2 \times Y'ew2 \\
 &= 5,136 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m} \\
 &= 14,174 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Rekapitulasi beban angin

a. Total beban angin

$$\begin{aligned}
 Tew &= Tew1 + Tew2 \\
 &= 39,352 \text{ kN} + 5,136 \text{ kN} \\
 &= 44,487 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Momen pada pondasi akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 Mew &= Mew1 + Mew2 \\
 &= 348,065 \text{ kNm} + 21,878 \text{ kNm} \\
 &= 369,942 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Momen pada pier wall akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 M'ew &= M'ew1 + M'ew2 \\
 &= 289,037 \text{ kNm} + 14,174 \text{ kNm} \\
 &= 303,212 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 Tew &= 0,00012 \times C_w \times V_w^2 \\
 &= 0,00012 \times 1,25 \times 10 \times 25^2 \\
 &= 0,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, $h_k = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan, $x = 1,75 \text{ m}$

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

Bentang 23 m

$$\begin{aligned}
 Tew3 &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times Tew \times L \\
 &= 2 \times \frac{0,5 \times 2 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,94 \text{ kN} \times 23 \text{ m} \\
 &= 24,643 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Bentang 15,5 m

$$\begin{aligned}
 Tew_3 &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times Tew \times L \\
 &= 2 \times \frac{0,5 \times 2 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,94 \text{ kN} \times 15,5 \text{ m} \\
 &= 16,607 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total beban angin = 41,250 kN

Beban angin arah memanjang jembatan mengenai pier wall. Ukuran bidang pier yang ditiup angin :

Tinggi pier wall = 2,2 m

Lebar = 1,5 m

Luas bidang = 3,3 m²

Beban angin pada pier

$$\begin{aligned}
 Tew &= 0,0006 \times 1,25 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 3,3 \text{ m}^2 \\
 &= 1,547 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Yew &= H \text{ pile cap} + (H \text{ pier wall} + H \text{ pier head})/2 \\
 &= 1,5 \text{ m} + (2,2 \text{ m} + 3,32 \text{ m})/2 \\
 &= 4,26 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Mew &= Tew \times Yew \\
 &= 1,547 \text{ kN} \times 4,26 \text{ m} \\
 &= 6,59 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall

$$\begin{aligned}
 Y'ew &= (H \text{ pier wall} + H \text{ pier head})/2 \\
 &= (2,2 \text{ m} + 3,32 \text{ m})/2 \\
 &= 2,76 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall

$$\begin{aligned}
 M'ew &= Tew \times Y'ew \\
 &= 1,547 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m} \\
 &= 4,269 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833-2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horizontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan jembatan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1)}$$

Keterangan :

E_Q = Gaya gempa horizontal (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastis pada moda getar ke-m

R = Faktor modifikasi respons

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

- Penentuan kelas situs tanah berdasarkan data tanah menggunakan SPT, maka :

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}} = \frac{30}{0,949} = 31,61$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 31,61$ kemudian di plot pada tabel kelas situs maka didapat kelas situs tanah sedang

Tabel 5. 67 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	$\bar{\xi}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{\xi}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{\xi}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{\xi}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{\xi}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti :		
	- Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likufaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

- Penentuan faktor amplifikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** sesuai daerah lokasi jembatan.

Tabel 5. 68 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Kelas situs	PGA $\leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA $> 0,5$ $S_s \geq 1.25$
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

$$F_{PGA}/F_a$$

Didapat dari peta gempa PUSJATAN

PGA = 0,255

S_s = 0,5

S₁ = 0,243

Interval F PGA	
0,2	1,4
0,243	1,31
0,3	1,2

Interval Fa	
0,5	1,4
0,5	1,4
0,75	1,2

Didapat nilai $F_{PGA} = 1,31$ dan $F_a = 1,24$ dengan menggunakan interpolasi

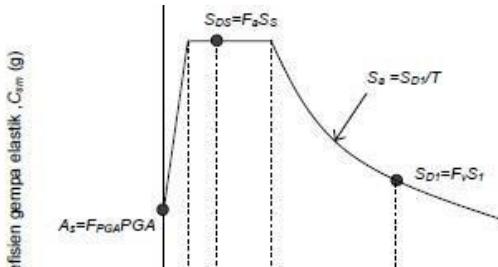
Tabel 5. 69 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

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

Interval Fv	
0,2	2
0,243	1,91
0,3	1,8

Didapat nilai $F_v = 1,91$ dengan menggunakan interpolasi.

- Menghitung respons spektra



Gambar 5. 44 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned} As &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,31 \times 0,255 \\ &= 0,34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= Fa \times S_s \\ &= 1,24 \times 0,5 \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,91 \times 0,243 \\ &= 0,47 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastis

$$T = 0,2$$

$$Ts = \frac{SD1}{SDS} = \frac{0,47}{0,7} = 0,668$$

$$\begin{aligned} T0 &= 0,2 \times Ts \\ &= 0,2 \times 0,668 \\ &= 0,134 \end{aligned}$$

Cek persyaratan $T0 < T < Ts$, sehingga didapat $0,134 < 0,2 < 0,668$, maka digunakan syarat 2 yaitu :

Tabel 5. 70 Zona Gempa

Koefisien percepatan (S_{D1})	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

$$C_{sm} = S_{DS} = 0,7$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Pada tabel diatas dapat diketahui jembatan Kali Lanang ini termasuk zona gempa 3 karena $0,30 < 0,47 < 0,50$ sesuai **RSNI 2833:2013 Tabel 5**. Maka pada **pasal 5.3.9.1 R** diambil sama dengan 1.

Beban mati ½ bangunan atas span kiri	: 6478,01 kN
Beban mati ½ bangunan atas span kanan	: 3561,56 kN
Berat total bangunan atas	: 10039,57 kN
Beban mati pilar	: 7179,30 kN

1. Beban gempa arah memanjang

a. Beban gempa akibat bangunan atas

- Beban gempa pada ½ span kiri

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,7}{1} \times 6478,01 \text{ kN} \\ &= 4534,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban gempa pada ½ span kanan

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,7}{1} \times 3561,56 \text{ kN} \\ &= 2493,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Total beban gempa struktur atas

$$\begin{aligned} Eq1 &= Eq \text{ span kiri} + Eq \text{ span kanan} \\ &= 4534,61 \text{ kN} + 2493,09 \text{ kN} \\ &= 7027,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban gempa akibat bangunan bawah

$$\begin{aligned} Eq2 &= \frac{Csm}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,7}{1,5} \times 10292,04 \text{ kN} \\ &= 4802,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

a. Total Eq = Eq1 + Eq2

$$\begin{aligned} &= 7027,70 \text{ kN} + 4802,95 \text{ kN} \\ &= 11830,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Momen gempa arah memanjang

a. Momen gempa akibat bangunan atas

- Momen gempa pada ½ span kiri

$$\begin{aligned} Meq &= (h \text{ pier head} + h \text{ pier wall} + h \text{ pile cap}) \times Eq \\ &\quad \text{struktur atas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (3,32 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) \times 4534,61 \text{ kN} \\
 &= 31832,957 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Momen gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan
 $\text{Meq} = (\text{h pier head} + \text{h pier wall} + \text{h pile cap}) \times \text{Eq}$
struktur atas
 $= (3,32 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) \times 2493,09 \text{ kN}$
 $= 17501,482 \text{ kNm}$
 - Total momen akibat bangunan atas
 $\text{Meq1} = \text{Meq span kiri} + \text{Meq span kanan}$
 $= 31832,957 \text{ kNm} + 17501,482 \text{ kNm}$
 $= 49334,439 \text{ kNm}$
 - b. Momen gempa akibat bangunan bawah
 $\text{Meq2} = \frac{(\text{h pier head} + \text{h pier wall} + \text{h pile cap})}{2} \times \text{Eq}$
struktur bawah
 $= \frac{(3,32 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,5 \text{ m})}{2} \times 4802,95 \text{ kN}$
 $= 16858,362 \text{ kNm}$
 - c. Total momen gempa arah memanjang
 $= \text{Meq1} + \text{Meq2}$
 $= 49334,439 \text{ kNm} + 16858,362 \text{ kNm}$
 $= 66192,801 \text{ kNm}$
3. Momen gempa arah melintang
- a. Momen gempa akibat bangunan atas yaitu :
 - Momen gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri
 $\text{Meq} = 30\% \times \text{Eq}$
 $= 30\% \times 4534,61 \text{ kN}$
 $= 1360,383 \text{ kN}$
 - Momen gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan
 $\text{Meq} = 30\% \times \text{Eq}$
 $= 30\% \times 2493,09 \text{ kN}$
 $= 747,927 \text{ kN}$
 - Total momen akibat bangunan atas
 $\text{Meq1} = \text{Meq span kiri} + \text{Meq span kanan}$
 $= 1360,383 \text{ kN} + 747,927 \text{ kN}$
 $= 2108,039 \text{ kN}$

b. Momen gempa akibat bangunan bawah

$$\begin{aligned} \text{Meq2} &= 30\% \times \text{Eq} \\ &= 30\% \times 4802,95 \text{ kN} \\ &= 1440,886 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Total momen gempa arah melintang

$$\begin{aligned} &= \text{Meq1} + \text{Meq2} \\ &= 2108,039 \text{ kN} + 1440,886 \text{ kN} \\ &= 3549,195 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Aliran Air

Perhitungan gaya akibat adanya aliran berdasarkan **SNI 1725-2016 Pasal 9.4** dengan gaya akibat aliran air dengan arah memanjang atau arah X.

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_a^2 \times A_d$$

Dimana :

V_s = Kecepatan air rata-rata berdasarkan (m/s)

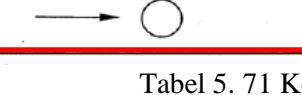
C_D = Koefisien seret

A_d = Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalam aliran (m^2)

Untuk menghitung rumus tersebut dapat dicari nilai-nilai dari :

Kecepatan aliran, $V_s = 1 \text{ m/s}$

Luas proyeksi pilar, $A_d = \text{Tinggi MAB} \times b \text{ pilar}$
 $= 5,13 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$
 $= 7,695 \text{ m}$

Bentuk pilar	Koefisien seret (C_D)	Koefisien angkat (C_L)
	0,8	θ 0° 5° 10° 20° $\geq 30^\circ$
	1,4	0.5 0.9 0.9
	0,7	
	0,7	
		Tidak dapat digunakan
	0,7	Tidak bisa dipakai

Tabel 5. 71 Koefisien Seret

$$\text{Koefisien seret, } C_D = 0,7$$

Gaya angkat tegak lurus pier yang terjadi akibat aliran air

$$\begin{aligned} T_{EF} &= 0,5 \times C_D \times V_a^2 \times A_d \\ &= 0,5 \times 0,7 \times (1 \text{ m/s})^2 \times 7,695 \text{ m} \\ &= 2,693 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EF} &= H \text{ pile cap} + (\text{Tinggi MAB}/2) \\ &= 1,5 \text{ m} + (5,13 \text{ m}/2) \\ &= 4,065 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} M_{EF} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 2,693 \text{ kN} \times 4,065 \text{ m} \\ &= 10,948 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall

$$Y_{EF2} = \text{Tinggi MAB}/2$$

$$= 5,13 \text{ m} / 2 \\ = 2,565 \text{ m}$$

Momen terhadap pier wall

$$M_{EF2} = T_{EF} \times Y_{EF2} \\ = 2,693 \text{ kN} \times 2,565 \text{ m} \\ = 6,908 \text{ kNm}$$

8. Gaya akibat benda hanyutan

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.4**, dianggap bahwa batang kayu dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus :

$$T_{EF} = M \times \frac{Va^2}{d}$$

Dimana :

M = Massa batang kayu sebesar 2 Ton

V_a = Kecepatan air permukaan pada keadaan batas yang ditinjau. Dalam hal tidak adanya penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan di lokasi jembatan, V_a diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata V_s

d = Lendutan elastis ekuivalen, dapat dilihat pada tabel

Tabel 5. 72 Lendutan ekuivalen untuk tumbukan batang kayu

Tipe pilar	$d_{ev} (\text{m})$
Pilar beton massif	0,075
Tiang beton perancah	0,150
Tiang kayu perancah	0,300

Gaya akibat tumbukan kayu :

$$V_a = 1,4 \times V_s \\ = 1,4 \times 1 \text{ m/s} \\ = 1,4 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned}
 M &= 2 \text{ Ton} \\
 d &= 0,075 \text{ m} \\
 Tef &= M \times \frac{Va^2}{d} \\
 &= 0,2 \text{ kN} \times \frac{1,4^2}{0,075} \\
 &= 5,227 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Yef &= \text{Tinggi MAB} + (\text{H benda hanyutan}/2) + \text{H pile cap} \\
 &= 5,13 \text{ m} + (1,2/2) + 1,5 \text{ m} \\
 &= 7,23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Mef &= Tef \times Yef \\
 &= 5,227 \text{ kN} \times 7,23 \text{ m} \\
 &= 37,789 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.3.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari hasil pembebanan diatas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer.

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
I	Beban Tetap						
	Struktur Atas	MS	9801,869				
	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
	Beban Pilar	MS	10292,040				
II	Beban Hidup						
	UDL + KEL	TD	3562,425				
	Beban Rem	TB		178,121		1843,103	
	Beban Angin	EW	41,250	1,547	44,487	6,590	369,942
III	Aksi Lain						
	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
	Beban Gempa	EQ		11830,650	2108,309	66192,801	3549,195

Tabel 5. 73 Perhitungan gaya dan momen pada center poer pilar

Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EF)

Tabel 5. 74 Kombinasi 1 Beban tegangan kerja pada pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	9801,869				
2	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
3	Beban Pilar	MS	10292,040				
4	UDL + KEL	TD	3562,425				
5	Beban Rem	TB		178,121		1843,103	
6	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
7	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
Total =			23894,033	180,815	6,318	1854,051	42,223

Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EW)

Tabel 5. 75 Kombinasi 2 Beban tegangan kerja pada pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	9801,869				
2	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
3	Beban Pilar	MS	10292,040				
4	UDL + KEL	TD	3562,425				
5	Beban Rem	TB		178,121		1843,103	
6	Beban Angin	EF	41,250	1,547	44,487	6,590	369,942
Total =			23935,283	179,668	44,487	1849,692	369,942

Kombinasi 3 (MS + MA + TB + TD + EF + EW)

Tabel 5. 76 Kombinasi 3 Beban tegangan kerja pada pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	9801,869				
2	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
3	Beban Pilar	MS	10292,040				
4	UDL + KEL	TD	3562,425				
5	Beban Rem	TB		178,121		1843,103	
6	Beban Angin	EW	41,250	1,547	44,487	6,590	369,942
7	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
8	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
Total =			23935,283	182,361	50,805	1860,641	412,165

Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EW + EF)

Tabel 5. 77 Kombinasi 4 Beban tegangan kerja pada pilar

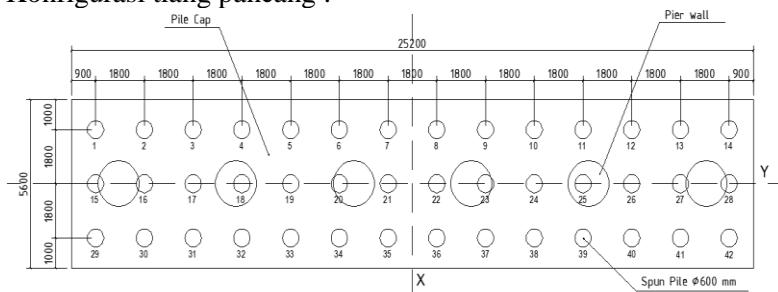
No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	9801,869				
2	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
3	Beban Pilar	MS	10292,040				
4	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
5	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
6	Beban Gempa	EQ		3549,195	2108,309	19857,840	3549,195
Total =			20331,608	3551,888	2114,627	19868,788	3591,418

Kombinasi 5 (MS + MA + EQ + EF)

Tabel 5. 78 Kombinasi 5 Beban tegangan kerja pada pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V kN	Hx kN	Hy kN	Mx kNm	My kNm
1	Struktur Atas	MS	9801,869				
2	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
3	Beban Pilar	MS	10292,040				
4	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
5	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
6	Beban Gempa	EQ		11830,650	632,493	66192,801	1064,758
Total =			20331,608	11833,343	638,810	66203,749	1106,981

Konfigurasi tiang pancang :



Gambar 5. 45 Konfigurasi tiang pancang pilar

x = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)
= 1,8 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)
= 1,8 m

n = Jumlah tiang
= 42 buah

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung tiap tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\sum y^2}$$

Keterangan :

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)

V = Beban vertikal dari kolom (kN)

n = Jumlah tiang pancang (buah)

M_x = Momen sumbu X (kNm)

M_y = Momen sumbu Y (kNm)

x = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

Tabel 5. 79 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang pilar

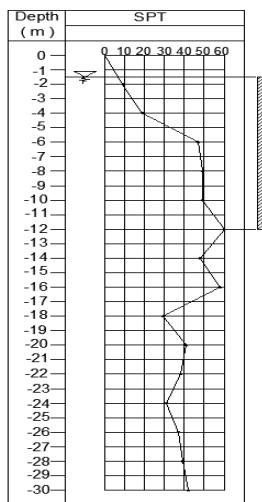
No	x	y	x ²	y ²	Komb. 1	Komb.2	Komb. 3	Komb. 4	Komb. 5
	m	m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN
1	1,8	-11,7	3,24	136,89	605,469	604,631	604,624	859,306	1791,795
2	1,8	-9,9	3,24	98,01	605,503	604,932	604,960	862,229	1792,696
3	1,8	-8,1	3,24	65,61	605,538	605,233	605,295	865,153	1793,597
4	1,8	-6,3	3,24	39,69	605,572	605,534	605,631	868,076	1794,499
5	1,8	-4,5	3,24	20,25	605,606	605,835	605,966	870,999	1795,400
6	1,8	-2,7	3,24	7,29	605,641	606,136	606,302	873,923	1796,301
7	1,8	-0,9	3,24	0,81	605,675	606,437	606,637	876,846	1797,202
8	1,8	0,9	3,24	0,81	605,709	606,739	606,973	879,770	1798,103
9	1,8	2,7	3,24	7,29	605,744	607,040	607,308	882,693	1799,004
10	1,8	4,5	3,24	20,25	605,778	607,341	607,644	885,616	1799,905
11	1,8	6,3	3,24	39,69	605,813	607,642	607,979	888,540	1800,806
12	1,8	8,1	3,24	65,61	605,847	607,943	608,315	891,463	1801,707
13	1,8	9,9	3,24	98,01	605,881	608,244	608,650	894,387	1802,608
14	1,8	11,7	3,24	136,89	605,916	608,545	608,986	897,310	1803,509
15	0	-11,7	0	136,89	568,682	567,930	567,707	465,084	478,229
16	0	-9,9	0	98,01	568,717	568,231	568,042	468,007	479,130
17	0	-8,1	0	65,61	568,751	568,533	568,378	470,931	480,031
18	0	-6,3	0	39,69	568,785	568,834	568,713	473,854	480,932
19	0	-4,5	0	20,25	568,820	569,135	569,049	476,777	481,833
20	0	-2,7	0	7,29	568,854	569,436	569,384	479,701	482,734

21	0	-0,9	0	0,81	568,888	569,737	569,720	482,624	483,635
22	0	0,9	0	0,81	568,923	570,038	570,055	485,548	484,536
23	0	2,7	0	7,29	568,957	570,339	570,391	488,471	485,438
24	0	4,5	0	20,25	568,991	570,641	570,726	491,394	486,339
25	0	6,3	0	39,69	569,026	570,942	571,062	494,318	487,240
26	0	8,1	0	65,61	569,060	571,243	571,397	497,241	488,141
27	0	9,9	0	98,01	569,095	571,544	571,733	500,165	489,042
28	0	11,7	0	136,89	569,129	571,845	572,068	503,088	489,943
29	-1,8	-11,7	3,24	136,89	531,895	531,230	530,789	70,862	-835,338
30	-1,8	-9,9	3,24	98,01	531,930	531,531	531,125	73,785	-834,436
31	-1,8	-8,1	3,24	65,61	531,964	531,832	531,460	76,709	-833,535
32	-1,8	-6,3	3,24	39,69	531,999	532,133	531,796	79,632	-832,634
33	-1,8	-4,5	3,24	20,25	532,033	532,435	532,131	82,555	-831,733
34	-1,8	-2,7	3,24	7,29	532,067	532,736	532,467	85,479	-830,832
35	-1,8	-0,9	3,24	0,81	532,102	533,037	532,802	88,402	-829,931
36	-1,8	0,9	3,24	0,81	532,136	533,338	533,138	91,326	-829,030
37	-1,8	2,7	3,24	7,29	532,170	533,639	533,473	94,249	-828,129
38	-1,8	4,5	3,24	20,25	532,205	533,940	533,809	97,172	-827,228
39	-1,8	6,3	3,24	39,69	532,239	534,241	534,144	100,096	-826,327
40	-1,8	8,1	3,24	65,61	532,273	534,543	534,480	103,019	-825,426
41	-1,8	9,9	3,24	98,01	532,308	534,844	534,815	105,943	-824,525
42	-1,8	11,7	3,24	136,89	532,342	535,145	535,151	108,866	-823,623
				90,72	2211,3				

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat 5 kombinasi beban pada 1 tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 1803,059 kN.

5.3.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Berikut adalah perhitungan daya dukung tanah berdasarkan penyelidikan data tanah SPT.



Gambar 5. 46 Data Tanah SPT

$$Q_u = R_t + R_f \text{ (Ton)}$$

$$R_t = q_d \times A_p \text{ tiang (Ton)}$$

$$R_f = \sum l_i \cdot f_i \times A_s \text{ tiang (Ton)}$$

$$q_d = (q_d/N) \times N \text{ rata-rata}$$

q_d/N = (diagram q_d/N , *Mekanika Tanah dan Teknik pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsno, Kazuto N*)

I = Nilai penetrasi/ Diameter tiang pancang

l_i = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pada selimut tiang

= $N/5$ (≤ 10) Tanah Berpasir

= N (≤ 12) Tanah Kohesif

Data Perencanaan Tiang Pancang:

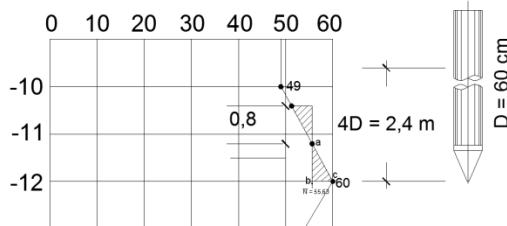
1. Mencari panjang ekivalen dari penetrasi tiang:

a. Harga N pada ujung tiang $N_1 = 60$

b. Harga N rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang

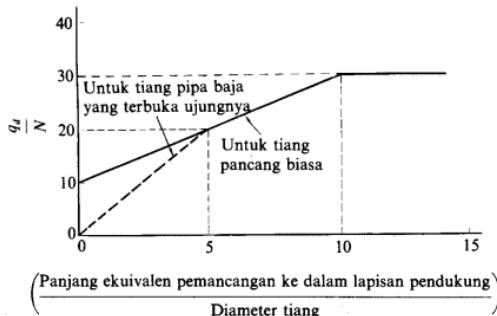
$$N_2 = \frac{47 + 49 + 49 + 60}{4} = 51,52$$

- c. $N = \frac{N_1+N_2}{2} = 55,63$
- d. Gambar cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung



Gambar 5. 47 Menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

2. Daya dukung pada ujung tiang : karena menggunakan spun pile (tiang pancang biasa) maka dipakai garis lurus penuh pada gambar berikut.



Gambar 5. 48 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pada pondasi pada ujung tiang

$$\frac{I}{D} = \frac{1,60}{0,6} = 2,67$$

$$\frac{qd}{N} = N \quad (\text{diperoleh melalui grafik})$$

$$qd = 15,33 \cdot N$$

$$qd = 15,33 \cdot 55,63 = 852,92 \text{ ton/m}^2$$

Daya dukung ujung tiang :

$$Rt = 852,92 \cdot \frac{1}{4}\pi D^2 = 241,16 \text{ ton}$$

3. Gaya geser maksimum dinding tiang : Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari data gambar hasil SPT tanah dan fI yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada tabel berikut

(Satuan: t/m²)

Jenis tiang Jenis tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Rf &= \text{Keliling penampang tiang} \times \Sigma li \cdot f_i \\ &= 3,14 \times 0,6 \times 133 \\ &= 250,70 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Daya Dukung Ultimate

$$\begin{aligned} Ru &= Rf + Rt \\ &= 167,76 \text{ ton} + 250,70 \text{ ton} \\ &= 418,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

5. Daya Dukung yang Diijinkan

- a. Untuk beban sementara

$$\begin{aligned} (Ru/Sf) - W_p &= 418,46 \text{ ton} / 2 - 4,72 \\ &= 204,51 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk beban tetap

$$\begin{aligned} (Ru/Sf) - W_p &= 418,46 \text{ ton} / 3 - 4,72 \\ &= 134,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 5. 80 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	f _i	li*tebal	$\Sigma (li \times fi)$	N2 (4D)
			(t/m ²)	(t/m)		
0	Lanau kelempungan berpasir halus	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	Lanau kapasiran sedikit lempung	9	9,00	18,00	18,00	4,50
-4	Lanau kapasiran sedikit berkerikil	19	9,50	19,00	37,00	9,33
-6	Lanau kapasiran sedikit berkerikil	47	12,00	24,00	61,00	18,75
-8	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	85,00	31,00
-10	Cadas pasir ural	49	12,00	24,00	109,00	41,00
-12	Cadas pasir ural	60	12,00	24,00	133,00	51,25
-14	Cadas pasir ural	48	12,00	24,00	157,00	51,50
-16	Lanau kelempungan sedikit berpasir	58	12,00	24,00	181,00	53,75
-18	Lanau kelempungan sedikit berpasir	29	12,00	24,00	205,00	48,75
-20	Pasir lanau kelempungan	41	12,00	24,00	229,00	44,00
-22	Lanau kelempungan berorganil	38	12,00	24,00	253,00	41,50
-24	Lanau kelempungan berorganil	31	12,00	24,00	277,00	34,75
-26	Lanau kelempungan berorganil	37	12,00	24,00	301,00	36,75
-28	Lempung kelanauan	39	12,00	24,00	325,00	36,25
-30	Lempung kelanauan	42	12,00	24,00	349,00	37,25

Depth (m)	N	Nilai Penetrasi	I	qd/N	qd	Rt	Rf
0	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
-2	6,75	1,00	1,67	13,333	90,00	25,45	33,93
-4	14,17	1,94	3,23	16,453	233,09	65,90	69,74
-6	32,88	2,08	3,47	16,933	556,68	157,40	114,98
-8	40,00	1,28	2,13	14,267	570,67	161,35	160,22
-10	45,00	0,88	1,47	12,933	582,00	164,56	205,46
-12	55,63	1,60	2,67	15,333	852,92	241,16	250,70
-14	49,75	0,58	0,97	11,933	593,68	167,86	295,94
-16	55,88	0,86	1,43	12,867	718,93	203,27	341,18
-18	38,88	1,38	2,30	14,600	567,58	160,48	386,42
-20	42,50	0,20	0,33	10,667	453,33	128,18	431,65
-22	39,75	0,42	0,70	11,400	453,15	128,13	476,89
-24	32,88	1,06	1,77	13,533	444,91	125,79	522,13
-26	36,88	0,08	0,13	10,267	378,58	107,04	567,37
-28	37,63	1,76	2,93	15,867	596,98	168,79	612,61
-30	39,63	4,34	7,23	24,467	969,49	274,12	657,85

Depth (m)	Wp	Ru (Ton)	P ijin tiang (ton)		P cabut tiang (ton)
			2	3	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-2	0,79	59,38	28,90	19,01	9,11
-4	1,57	135,65	66,25	43,64	21,04
-6	2,36	272,38	133,83	88,44	43,04
-8	3,14	321,57	157,64	104,05	50,45
-10	3,93	370,02	181,08	119,41	57,74
-12	4,72	491,86	241,21	159,24	77,26
-14	5,50	463,80	226,40	149,10	71,80
-16	6,29	544,45	265,94	175,19	84,45
-18	7,07	546,89	266,37	175,22	84,07
-20	7,86	559,83	272,06	178,75	85,45
-22	8,65	605,02	293,86	193,03	92,19
-24	9,43	647,93	314,53	206,54	98,56
-26	10,22	674,41	326,99	214,59	102,18
-28	11,00	781,40	379,70	249,46	119,23
-30	11,79	931,97	454,19	298,87	143,54

5.3.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Seiler Keeney* :

$$Eg = \left(1 - \frac{36 \times s \times (m + n - 2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m + n - 1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m + n} \right)$$

Keterangan :

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = Jarak antar tiang (m)

$$Eg = \left(1 - \frac{36 \times 1,8 \times (14 + 3 - 2)}{(75 \times 1,8^2 - 7) \times (14 + 3 - 1)} \right) + \left(\frac{0,3}{14 + 3} \right)$$

$$Eg = (1 - 0,257) + (0,018)$$

$$Eg = 0,76$$

5.3.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Perencanaan tiang pancang berdasarkan tiang pancang yang ada di pasaran menggunakan Adhi Persada Beton yaitu :

- Diameter tiang pancang = 0,6 m
- Tebal = 0,1 m
- Kelas = A1
- Bending momen crack = 170 kN.m
- Bending momen ultimit = 255 kN.m
- Allowable axial load = 2527 kN

5.3.6.1 Kontrol Terhadap Gaya Aksial vertikal

Dari tabel Gaya Aksial per tiang dapat diketahui gaya aksial terbesar yang terjadi pada tiang sebesar 1764,584 kN. Kekuatan tiang terhadap gaya aksial vertikal tekan (maksimal) harus lebih besar dari beban yang diterima tiang.

Kontrol :

$$\begin{array}{lcl} P \text{ bahan} & > & P \text{ aksial} \\ 2527 \text{ kN} & > & 1803,059 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} P \text{ daya dukung tanah} & > & P \text{ aksial} \\ 2412,1 \text{ kN} & > & 1803,059 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

5.3.6.2 Kontrol Terhadap Beban Horizontal

Gaya yang bekerja searah sumbu x di antaranya : Beban rem, 100% beban akibat gempa (struktur atas dan bawah), angin, aliran air.

$$\begin{aligned} H_x &= 178,121 \text{ kN} + 1,547 \text{ kN} + 11830,650 + \\ &\quad 2,693 \text{ kN} \\ &= 12013,011 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja searah sumbu y diantaranya : Beban angin, 30% akibat gempa

(struktur atas dan bawah), aliran air, benda hanyutan.

$$\begin{aligned} Hy &= 44,487 \text{ kN} + 2108,309 \text{ kN} + 1,091 \text{ kN} \\ &\quad + 5,227 \text{ kN} \\ &= 683,298 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (Hx^2 + Hy^2)^{0.5} \\ &= (12013,011^2 \text{ kN} + 683,298^2 \text{ kN})^{0.5} \\ &= 12032,428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$H \text{ per tiang} = \left(\frac{H}{\text{Jumlah tiang}} \right)$$

$$\begin{aligned} &= \left(\frac{12032,428 \text{ kN}}{42} \right) \\ &= 286,486 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung tiang untuk menahan gaya horizontal yang diijinkan adanya pergeseran ujung tiang sebesar d.

$$k = 0,2 \times Eo \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\beta = \sqrt{\left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)}$$

$$Ha = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a$$

Keterangan :

Ha = Daya dukung horizontal yang diijinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan (kg)

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm⁻¹)

δa	= Besarnya pergeseran tiang normal (cm)
	= 1 cm
y	= Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)
	= 1 cm
E_o	= Modulus deformasi tanah
	= 28 N-SPT rata-rata pada kedalaman
	tiang pancang
	= 28 . 19,687
	= 556,267 kg/cm ²

$$\begin{aligned} K &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times (28 \times 19,867) \times 0,046 \times 1 \\ &= 5,161 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt{\left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I}\right)} \\ \beta &= \sqrt{\frac{5,161 \text{ kg/cm}^3 \times 60}{4 \times 331674,84 \times 636172,51}} \\ &= 0,00438 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ha &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\ &= \frac{5,161 \times 60}{0,0044} \times 1 \\ &= 70749,587 \text{ kg} = 707,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} H \text{ per tiang} & < & Ha \\ 286,486 \text{ kN} & < & 707,5 \text{ kN} \end{array} \quad (\text{OK})$$

5.3.6.3 Kontrol Terhadap Momen

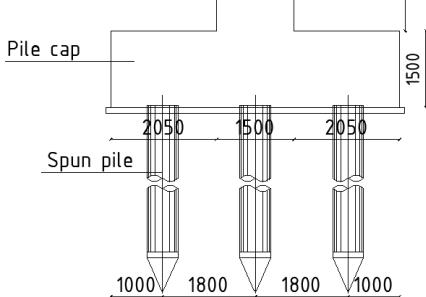
Kontrol momen dilakukan untuk memperoleh momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang.

$$\begin{aligned} M_m &= 0,2079 \times \frac{H}{2 \times \beta} \\ &= 0,2079 \times \frac{286486}{2 \times 0,00438} \\ &= 680458,367 \text{ kg.m} \\ &= 68,046 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} M_{\text{crack}} & < & M_{\text{max}} \\ 170 \text{ kN} & < & 68,046 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

5.3.7 Perhitungan Pile Cap

5.3.5.1 Analisa Gaya dan Momen Pile Cap



Gambar 5. 49 Analisa gaya dan momen pada pile cap pilar

Tabel 5. 81 Perhitungan gaya dan momen pada center pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
I	Beban Tetap						
	Struktur Atas	MS	9801,869				
	Beban Mati Tambahan	MA	237,699				
	Beban Pilar	MS	10292,040				
II	Beban Hidup						
	UDL + KEL	TD	3562,425				
	Beban Rem	TB		178,121		1843,103	
	Beban Angin	EW	41,250	1,547	44,487	6,590	369,942
III	Aksi Lain						
	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
	Beban Gempa	EQ		11830,650	2108,309	66192,801	3549,195

Kombinasi 1 ($1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,2TW + Taq$)

Tabel 5. 82 Kombinasi 1 ultimit pada pile cap pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	26122,082				
2	Beban Mati Tambahan	MA	475,398				
3	UDL + KEL	TD	6412,365				
4	Beban Rem	TB		262,667		3317,585	
5	Beban Angin	EW	49,500	1,856	53,385	7,908	443,931
6	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
7	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
Total =			33059,345	267,217	59,702	3336,441	486,154

Kombinasi 2 ($1,3MS + 2MA + 30\%Eqy + Taq$)

Tabel 5. 83 Kombinasi 2 ultimit pada pile cap pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	26122,082				
2	Beban Mati Tambahan	MA	475,398				
3	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
4	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
5	Beban Gempa	EQ		3549,195	2108,309	19857,840	3549,195
Total =			26597,480	3551,888	2114,627	19868,788	3591,418

Kombinasi 3 (1,3MS + 2MA + 30%Eqx + Taq)

Tabel 5. 84 Kombinasi 3 ultimit pada pile cap pilar

No	Beban/Aksi	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Struktur Atas	MS	26122,082				
2	Beban Mati Tambahan	MA	475,398				
3	Aliran Air	EF		2,693	1,091	10,948	4,434
4	Benda Hanyutan	EF			5,227		37,789
5	Beban Gempa	EQ		11830,650	632,493	66192,801	1064,758
Total =			26597,480	11833,343	638,810	66203,749	1106,981

Beban vertikal ekivalen yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

Keterangan :

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)

V = Beban vertikal dari kolom (kN)

n = Jumlah tiang pancang (buah)

M_x = Momen sumbu X (kNm)

M_y = Momen sumbu Y (kNm)

x = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

x = Jarak tiang terhadap sumbu X (m)

= 1,8 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

= 1,8 m

n = Jumlah tiang

= 42 buah

No	x	y	x^2	y^2	Komb.1	Komb.2	Komb.3
	m	m	m	m	kN	kN	kN
1	1,8	-11,7	3,24	136,89	850,754	1008,493	1940,983
2	1,8	-9,9	3,24	98,01	851,150	1011,417	1941,884
3	1,8	-8,1	3,24	65,61	851,546	1014,340	1942,785
4	1,8	-6,3	3,24	39,69	851,941	1017,263	1943,686
5	1,8	-4,5	3,24	20,25	852,337	1020,187	1944,587
6	1,8	-2,7	3,24	7,29	852,733	1023,110	1945,488
7	1,8	-0,9	3,24	0,81	853,129	1026,034	1946,389
8	1,8	0,9	3,24	0,81	853,524	1028,957	1947,290
9	1,8	2,7	3,24	7,29	853,920	1031,880	1948,191
10	1,8	4,5	3,24	20,25	854,316	1034,804	1949,092
11	1,8	6,3	3,24	39,69	854,712	1037,727	1949,994
12	1,8	8,1	3,24	65,61	855,107	1040,651	1950,895
13	1,8	9,9	3,24	98,01	855,503	1043,574	1951,796
14	1,8	11,7	3,24	136,89	855,899	1046,498	1952,697
15	0	-11,7	0	136,89	784,555	614,271	627,416
16	0	-9,9	0	98,01	784,951	617,195	628,317
17	0	-8,1	0	65,61	785,346	620,118	629,218
18	0	-6,3	0	39,69	785,742	623,041	630,120
19	0	-4,5	0	20,25	786,138	625,965	631,021
20	0	-2,7	0	7,29	786,534	628,888	631,922

21	0	-0,9	0	0,81	786,929	631,812	632,823
22	0	0,9	0	0,81	787,325	634,735	633,724
23	0	2,7	0	7,29	787,721	637,658	634,625
24	0	4,5	0	20,25	788,117	640,582	635,526
25	0	6,3	0	39,69	788,512	643,505	636,427
26	0	8,1	0	65,61	788,908	646,429	637,328
27	0	9,9	0	98,01	789,304	649,352	638,229
28	0	11,7	0	136,89	789,700	652,276	639,130
29	-1,8	-11,7	3,24	136,89	718,356	220,049	-686,150
30	-1,8	-9,9	3,24	98,01	718,752	222,973	-685,249
31	-1,8	-8,1	3,24	65,61	719,147	225,896	-684,348
32	-1,8	-6,3	3,24	39,69	719,543	228,819	-683,447
33	-1,8	-4,5	3,24	20,25	719,939	231,743	-682,546
34	-1,8	-2,7	3,24	7,29	720,334	234,666	-681,645
35	-1,8	-0,9	3,24	0,81	720,730	237,590	-680,744
36	-1,8	0,9	3,24	0,81	721,126	240,513	-679,843
37	-1,8	2,7	3,24	7,29	721,522	243,436	-678,941
38	-1,8	4,5	3,24	20,25	721,917	246,360	-678,040
39	-1,8	6,3	3,24	39,69	722,313	249,283	-677,139
40	-1,8	8,1	3,24	65,61	722,709	252,207	-676,238
41	-1,8	9,9	3,24	98,01	723,105	255,130	-675,337
42	-1,8	11,7	3,24	136,89	723,500	258,054	-674,436
				90,72	2211,3		

Perhitungan momen :

Tabel 5. 85 Perhitungan reaksi tiang pancang pilar

Tiang Pancang	P Komb.1	P Komb.2	P Komb.3
	kN	kN	kN
$\Sigma P1$	11946,571	14384,935	27255,757
$\Sigma P2$	11019,782	8865,827	8865,827
$\Sigma P3$	10092,993	3346,719	-9524,103

Tabel 5. 86 Perhitungan momen pile cap pilar

Reaksi akibat	Jarak thdp center poer	Momen		
		Komb.1	Komb.2	Komb.3
$\Sigma P1$	1,80	21503,827	25892,882	49060,362
$\Sigma P2$	0,00	0,00	0,00	0,00
$\Sigma P3$	1,80	18167,3867	6024,094	-17143,386

Sehingga untuk perencanaan penulangan pile cap dipakai hasil reaksi dari kombinasi 3 (1,3MS + 2MA + 30%Eqx + Taq). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan pile cap adalah Momen maks = 49060,362 kN.m

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{\text{Momen max pada baris pancang}}{\text{Lebar pilar}} \\ &= \frac{49060,362 \text{ kN.m}}{25,2 \text{ m}} \\ &= 1946,840 \text{ kN.m/m'} \end{aligned}$$

5.3.5.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap

– Tulangan Lentur			
fc'	= 30 Mpa	d'	= 50 mm
fy	= 400 Mpa	d	= 1450 mm
H	= 1500 mm	ϕ	= 0,8
b	= 1000 mm	Mu	= 1946,840 kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1946,840 \text{ kN.m}}{0,8} = 2433,550 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{2433,550 \times 10^6}{1000 \cdot (1450)^2} = 1,157 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{\beta 1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,033$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 1,157}{400}} \right) \\ &= 0,0030\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,0030 < 0,0203 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0035\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

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

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 1450$$

$$= 5075 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2 \\ = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{As pasang . b}}{\text{As perlu}} \\ = \frac{803,84 \cdot 1000}{5075} \\ = 158,39 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 150
(As = 5358,933 mm²)

– Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\text{As}' = 20\% \cdot \text{As} \\ = 20\% \cdot 5075 \\ = 1015 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D22

$$\text{As} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ = 379,94 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{\text{As pasang . b}}{\text{As perlu}} \\ = \frac{379,94 \cdot 1000}{1015} \\ = 374,33 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 150
(As = 2532,933 mm²)

– Kontrol geser pons pile cap

$$b = (\pi \times \emptyset \text{ spun pile}) + H$$

$$= 1884 + 1500$$

$$= 3384 \text{ mm}$$

$$d = h \text{ pons} - d'$$

$$= 1500 - 50$$

$$= 1450 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3384 \cdot 1450$$

$$= 4479275,075 \text{ N}$$

$$= 4479,275 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P \text{ maks}}{\phi}$$

$$= \frac{1952,70}{0,8}$$

$$= 2440,871 \text{ kN}$$

Kontrol,

$$V_c > V_u$$

$$4479,275 \text{ kN} > 2440,871 \text{ kN}$$

– Tulangan Geser

$$f_{c'} = 30 \text{ MPa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad d = 1450 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm} \quad \Phi = 0,8$$

$$b = 1000 \text{ mm} \quad D = 13 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 1450$$

$$= 1323662,847 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1450}{3} \\
 &= 483333,333 \text{ N} \\
 &= 483,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

$$\begin{array}{rcl}
 V_u & < & 0,5 \cdot \phi \cdot V_c \\
 2440,871 & > & 529,465 \quad (\text{NOT OK})
 \end{array}$$

1. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $529,465 < 2440,871 > 1058,930 \quad (\text{NOT OK})$
2. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s \min})$
 $1058,930 < 2440,871 > 1445,597 \quad (\text{NOT OK})$
3. $\phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot w \cdot d)$
 $1445,597 < 2440,871 < 2118919,486 \quad (\text{OK})$
4. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot w \cdot d)$
 $2118919,486 > 2440,871 < 4236780,042 \quad (\text{NOT OK})$

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø13

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\
 &= 795,99 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

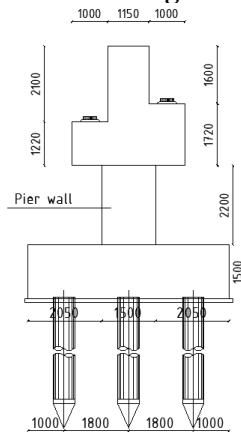
$$= \frac{795,99 \cdot 400 \cdot 1450}{483333,333}$$

$$= 955,188 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 600mm

5.3.8 Perhitungan Dinding Pilar (Pier Wall)

5.3.8.1 Analisa Pembebanan Dinding Pilar (Pier Wall)



Gambar 5. 50 Analisis pembebanan pada dinding pilar

1. Beban sendiri Pier Wall

$$W_c = 742,5 \text{ kN}$$

2. Berat Pier Head

$$W_h = 4257,54 \text{ kN}$$

3. Berat Struktur Atas

$$W_t = 9801,87 \text{ kN}$$

4. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0,7$$

$$R \text{ bangunan bawah} = 1,5$$

$$R \text{ bangunan atas} = 1$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 9801,87 & &= \frac{6861,309}{25,2} \\ &= 6861,309 \text{ kN} & &= 272,274 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat pier wall

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_c & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 742,5 & &= \frac{346,50}{25,2} \\ &= 346,50 \text{ kN} & &= 13,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat pier head

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_h & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 4257,54 & &= \frac{2920,278}{25,2} \\ &= 2920,278 \text{ kN} & &= 118,265 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.3.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen Pier Wall

Kombinasi 1 (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Pier wall	1,3	965,250			0,00	
2	Pier head	1,3	5534,802			12176,564	
2	Beban mati tambahan	2	475,398			1045,876	
3	UDL + KEL	1,8	6412,365			0,00	
4	Beban rem	1,8		320,618		0,00	
Total =			13387,815	320,618		13222,440	

Kombinasi 2 (1,3MS + 2MA + Eq + Taq)

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Pier wall	1,3	965,250				
2	Pier head	1,3	5534,802				
3	Struktur atas	1,3	12742,430				
4	Gempa bangunan atas	2		272,274		931,178	
5	Gempa pier head	1,8		118,265		260,183	
6	Gempa pier wall	1,8		13,750		15,125	
Total =			19242,482	404,289		1206,486	

5.3.8.3 Perhitungan Penulangan Pier Wall

– Tulangan Lentur

$$fc' = 30 \text{ Mpa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa} \quad d = 2150 \text{ mm}$$

$$H = 2200 \text{ mm} \quad \phi = 0,8$$

$$b = 1500 \text{ mm} \quad Mu = 13222,440 \text{ kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{13222,440 \text{ kN.m}}{0,8} = 16528,05 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{16528,05 \times 10^6}{1500 \cdot (2150)^2} = 2,384 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,033$$

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

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \\ = 0,75 \cdot 0,035 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 2,384}{400}} \right)$$

$$= 0,0063$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,0063 < 0,0203$$

Maka diambil $\rho = 0,0063$

Luas tulangan utama yang diperlukan :
 $As = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0063 \cdot 1500 \cdot 2150$$

$$= 20212,208 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D36

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 36^2$$

$$= 1017,36 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{1017,36 \cdot 1000}{20212,21}$$

$$= 75,50 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D36 – 70 ($As = 21800,571 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$As' = 20\% \cdot As$$

$$= 20\% \cdot 20212,21$$

$$= 4042,442 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D25

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 490,625 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{490,625 \cdot 1500}{4024,44}$$

$$= 182,05 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 150

$$(As = 4906,25 \text{ mm}^2)$$

- Kontrol Geser Pons Pile Cap

$$b = (\pi \times \varnothing \text{ spun pile}) + H$$

$$= 1884 + 2200$$

$$= 4084 \text{ mm}$$

$$d = h \text{ pons-d'}$$

$$= 2200 - 50$$

$$= 2150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 1/6 \cdot \sqrt{(fc')} \cdot b \cdot d \\
 &= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 4084 \cdot 2150 \\
 &= 8015554,481 \text{ N} \\
 &= 8015,554 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= (P \text{ maks})/\phi \\
 &= (1803,51 \text{ kN})/0,8 \\
 &= 2254,387 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 Vc &> Vu \\
 8015,554 \text{ kN} &> 2254,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 fc' &= 30 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 fy &= 400 \text{ MPa} & d &= 2150 \text{ mm} \\
 h &= 2200 \text{ mm} & \Phi &= 0,8 \\
 b &= 1000 \text{ mm} & D &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 1/6 \cdot \sqrt{(fc')} \cdot b \cdot d \\
 &= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 2150 \\
 &= 1962672,498 \text{ N} \\
 &= 1962,672 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs \text{ min} &= (b \times d)/3 \\
 &= (1000 \times 2150)/3 \\
 &= 716666,667 \text{ N} \\
 &= 716,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $Vu < 0,5 \cdot \phi \cdot Vc$
 $2254,387 > 785,069 \quad (\text{NOT OK})$
2. $0,5 \cdot \phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot Vc$
 $785,069 < 2254,387 > 1570,138 \quad (\text{NOT OK})$

3. $\phi \cdot Vc < Vu < \phi \cdot (Vc + Vs_{min})$
 $1570,138 < 2254,387 > 2134,471$ (**NOT OK**)

4. $\phi \cdot (Vc + Vs_{min}) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $2143,471 < 2254,387 < 3141846,134$ (**OK**)

5. $\phi \cdot (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) < Vu < \phi \cdot (Vc + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$
 $3141846,134 > 2254,387 < 6282122,131$ (**NOT OK**)

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø13

$$\begin{aligned} Av &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 795,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

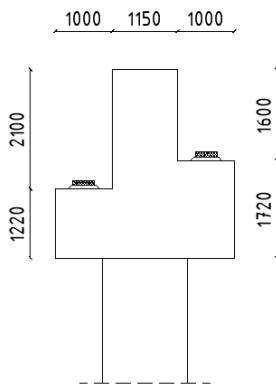
Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ &= \frac{795,99 \cdot 400 \cdot 1450}{483333,333} \\ &= 955,188 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 600mm

5.3.9 Penulangan Pier Head

5.3.9.1 Analisa Pembebanan Pier Head



Gambar 5. 51 Analisa pembebanan pada Pier Head

1. Berat Pier Head

$$W_h = 4257,54 \text{ kN}$$

2. Berat Struktur Atas

$$W_t = 9801,87 \text{ kN}$$

3. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0,7$$

$$R_{bangunan bawah} = 1,5$$

$$R_{bangunan atas} = 1$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 9801,87 & &= \frac{6861,309}{25,2} \\ &= 6861,309 \text{ kN} & &= 272,274 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

– Beban gempa akibat Pier Head

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wh & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 4257,54 & &= \frac{2980,278}{25,2} \\ &= 2980,278 \text{ kN} & &= 118,265 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.3.9.2 Perhitungan Gaya dan Momen Pier Head

Kombinasi 1 (1,3MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,2 TW)

No	Aksi / Beban	Fak.	Vu	Hx	Mx
		Beban	kN	kN	kN.m
1	Pier head	1,30	5534,802		12176,564
2	Struktur atas	1,30	12742,43		43579,111
3	Beban mati tambahan	2,00	475,398		0,00
4	UDL + KEL	1,80	6412,365		0,00
5	Beban angin	1,20	49,5	1,86	7,908
Total =			25214,495	1,856	55763,583

5.3.9.3 Perhitungan Penulangan Pier Head

– Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} fc' &= 30 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ fy &= 400 \text{ Mpa} & d &= 1670 \text{ mm} \\ H &= 1720 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \\ b &= 1000 \text{ mm} & Mu &= 3317,585 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3317,585 \text{ kN.m}}{0,8} = 4146,981 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2} = \frac{4146,981 \times 10^6}{1000 \cdot (1670)^2} = 1,487 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{\beta 1 \cdot 0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,033$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,035 = 0,024\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 1,487}{400}} \right) \\ &= 0,0038\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0038 < 0,0244\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0063$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0038 \cdot 1000 \cdot 1670 \\ &= 6400,451 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D29

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \cdot 1000}{6400,451} \\ &= 103,15 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 - 100 (As = 6601,85 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$As' = 20\% \cdot As$$

$$= 20\% \cdot 6400,451$$

$$= 1280,090 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D25

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 490,625 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{490,625 \cdot 1000}{1280,09}$$

$$= 383,274 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 200 (As = 2453,125 mm²)

- Kontrol Geser Pons Pile Cap

$$b = (\pi \times \emptyset \text{ spun pile}) + H$$

$$= 1884 + 1720$$

$$= 3604 \text{ mm}$$

$$d = h_{pons} - d'$$

$$= 1720 - 50$$

$$= 1670 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3604 \cdot 1670 \\
 &= 5494278,004 \text{ N} \\
 &= 5494,278 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\
 &= \frac{2980,28 \text{ kN}}{0,8} \\
 &= 3725,348 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{array}{ccc}
 Vc & > & Vu \\
 5494,278 \text{ kN} & > & 3725,348 \text{ kN}
 \end{array}$$

- Tulangan Geser

$$\begin{array}{llll}
 f'_c & = 30 \text{ MPa} & d' & = 50 \text{ mm} \\
 f_y & = 400 \text{ MPa} & d & = 1670 \text{ mm} \\
 h & = 1720 \text{ mm} & \Phi & = 0,8 \\
 b & = 1000 \text{ mm} & D & = 13 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 1670 \\
 &= 1524494,452 \text{ N} \\
 &= 1524,494 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs \min &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1670}{3} \\
 &= 556666,667 \text{ N} = 556,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $3725,348 > 609,798$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $609,798 < 3725,348 > 1219,596$ **(NOT OK)**
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $1219,596 < 3725,348 > 1664,929$ **(NOT OK)**
4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d)$
 $1664,929 < 3725,348 < 2440410,718$ **(OK)**
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d)$
 $2440410,718 > 3725,348 < 4879601,841$
(NOT OK)

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø13

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 795,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

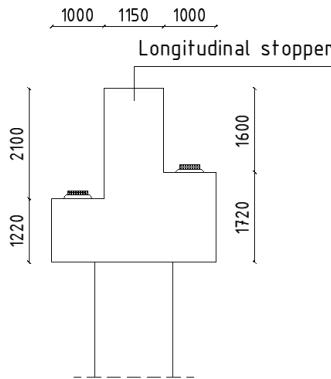
Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{795,99 \cdot 400 \cdot 1670}{556666,667} \\ &= 955,188 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 600mm

5.3.10 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.3.10.1 Analisa Pembebanan Longitudinal Stopper



Gambar 5. 52 Pembebanan pada Longitudinal Stopper

1. Berat Struktur Atas

$$W_t = 9801,87 \text{ kN}$$

2. Berat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} W_s &= h \times b \times W_c \\ &= 1,60 \times 1,15 \times 25 \\ &= 46 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Beban rem

$$\begin{aligned} T_B &= 5\% \times 2113,65 \text{ kN} \\ &= 105,682 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban gempa akibat Bangunan Atas

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,7 \\ R \text{ bangunan atas} &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{Eq}{By} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 9801,87 & &= \frac{6861,309}{25,2} \\ &= 6861,309 \text{ kN} & &= 272,274 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban gempa akibat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_s & q &= \frac{Eq}{B_y} \\ &= \frac{0,7}{1} \times 46 & &= \frac{32,2}{25,2} \\ &= 32,2 \text{ kN} & &= 1,278 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.3.10.2 Perhitungan Gaya dan Momen Longitudinal Stopper

Kombinasi 1 (1,3MS + 2 TB)

No	Aksi / Beban	Fak.	Vu	Lengan	Mx
		Beban	kN	m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	59,80	0	0
2	Beban rem	2,00	8,388	2,10	17,61
Total =			68,19	2,10	17,61

Kombinasi 2 (1,3 MS + Eq)

No	Aksi / Beban	Fak.	Vu	Lengan	Mx
		Beban	kN	m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	59,80	0,00	0,00
2	Beban gempa	1,00	273,552	2,10	574,459
Total =			333,352	2,10	574,459

5.3.10.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper

– Tulangan Lentur

$$\begin{array}{llll} fc' & = 30 \text{ Mpa} & d' & = 50 \text{ mm} \\ fy & = 400 \text{ Mpa} & d & = 2050 \text{ mm} \\ H & = 2100 \text{ mm} & \phi & = 0,8 \\ b & = 1000 \text{ mm} & Mu & = 3336,441 \text{ kN.m} \end{array}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3336,441 \text{ kN.m}}{0,8} = 4170,551 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4170,551 \times 10^6}{1000 \cdot (2050)^2} = 0,992 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600+400} \right) \\ &= 0,033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,035 = 0,024 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \\ \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 0,992}{400}} \right) \\ &= 0,0025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \\ 0,0035 < 0,0025 < 0,0244 \\ \text{Maka diambil } \rho = 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan utama yang diperlukan :} \\ As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 2050 \\ &= 7175 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D29

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \cdot 1000}{7175} \\ &= 92,01 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 - 90 (As = 7335,389 mm²)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \cdot As \\ &= 20\% \cdot 7175 \\ &= 1435 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D25

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \cdot b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{490,625 \cdot 1000}{1435} \\ &= 341,90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 200 (As = 2453,125 mm²)

- Kontrol Geser Pons Pile Cap

$$\begin{aligned} b &= (\pi \times \emptyset \text{ spun pile}) + H \\ &= 1884 + 2100 \\ &= 3984 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h \text{ pons} - d' \\ &= 2100 - 50 \\ &= 2050 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3984 \cdot 2050 \\ &= 7455599,453 \text{ N} \\ &= 7455,599 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\ &= \frac{333,35 \text{ kN}}{0,8} \\ &= 416,690 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol,

Vc	>	Vu
7455,599 kN	>	416,690 kN

– Tulangan Geser			
fc'	= 30 MPa	d'	= 50 mm
fy	= 400 MPa	d	= 2050 mm
h	= 2100 mm	Φ	= 0,8
b	= 1000 mm	D	= 13 mm

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 2050 \\
 &= 1871385,405 \text{ N} \\
 &= 1871,385 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \min &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 2050}{3} \\
 &= 683333,333 \text{ N} \\
 &= 683,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $416,690 > 748,554$ (**NOT OK**)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $748,554 < 416,690 > 1497,108$ (**NOT OK**)
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{s\min})$
 $1497,108 < 416,690 > 2043,775$ (**NOT OK**)
4. $\phi \cdot (V_c + V_{s\min}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot w \cdot d)$
 $2043,775 < 416,690 < 2995713,756$ (**OK**)

$$5. \quad \phi . (Vc + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) < Vu < \phi . (Vc + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d)$$

$$2995713,756 > 416,690 < 5989930,404$$

(NOT OK)

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø13

$$\begin{aligned} Av &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 6 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 795,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} \\ &= \frac{795,99 \cdot 400 \cdot 2050}{683333,333} \\ &= 955,188 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 600mm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PERLETAKAN JEMBATAN

6.1 Perencanaan Perletakan Bentang 23 M

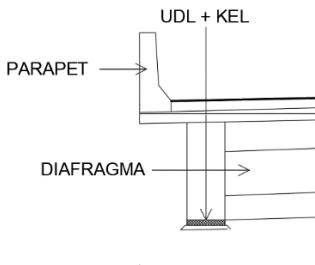
6.1.1 Preliminary Design Perletakan

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm, atas dan bawah sebesar 4 mm. (Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1)

6.1.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban Tegak Lurus pada Tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menutup pelat kantilever dan parapet.



Gambar 6. 1 Analisa Beban

Beban tegak lurus pada perletakan

1. $\frac{1}{2} . (\text{Beban Parapet } 23\text{m})$
 $= \frac{1}{2} . 0.3891 \text{ m} . 25 \text{ kN/m}^3 . 23 \text{ m}$
 $= 111,866 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2} . (\text{beban plat lantai } 2,100 \text{ m}) . 23\text{m}$
 $= \frac{1}{2} . 0.25 \text{ m} . 2,100 \text{ m} . 25 \text{ kN/m}^3 . 23 \text{ m}$
 $= 150,938 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2} . (\text{beban aspal pada plat lantai } 1,601 \text{ m}) . 23\text{m}$
 $= \frac{1}{2} . 0,1 \text{ m} . 1,601 \text{ m} . 22 \text{ kN/m}^3 . 23 \text{ m}$
 $= 40,505 \text{ kN}$

4. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban air hujan pada plat lantai } 1,601 \text{ m}) \cdot 23\text{m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 1,601 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 23 \text{ m}$
 $= 9,206 \text{ kN}$
5. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban hidup lalu lintas})$
Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment
 $= 268,80 \text{ kN}$
6. Beban akibat diafragma
 $= 5 \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 39,375 \text{ kN}$
7. $\frac{1}{2} \cdot (\text{berat sendiri balok girder jembatan})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 1,7 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 23 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 293,25 \text{ kN}$

Tabel 6. 1 Rekapitulasi Beban pada Perletakan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1.	1/2 (Beban parapet 25 m)	111,866
2.	1/2 (Beban plat lantai (1,58 m))	150,938
3.	1/2 (Beban aspal pada plat lantai (1,58 m))	40,5053
4.	1/2 (Beban genangan hujan pada plat lantai (1,58 m))	9,20575
5.	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	268,80
6.	Beban akibat diafragma	39,375
7.	1/2 (Berat sendiri girder jembatan)	293,25
Total V. Elastomer'		913,94

- Beban Horizontal Terhadap perletakan
 1. Gaya Rem
 $T_{\text{rem}} = 1531,406 \text{ kN} : 6$
 $= 255,234 \text{ kN}$
 2. Beban gempa akibat bangunan atas
 $T_{\text{Eq}} = 4534,609 : 6$
 $= 755,768 \text{ kN}$

3. Beban angin

$$\begin{aligned} T_Ew &= 52,336 : 6 \\ &= 8,723 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Beban Horizontal

No	Beban Horizontal	Gaya (kN)
1.	Gaya Rem	255,23
2.	Beban Gempa Akibat Bangunan Atas	755,77
3.	Beban Angin	8,7227
Total H Elastomer		1019,7

6.1.3 Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g)

Tabel 6. 3 Lampiran tabel Spesifikasi Elastomer

Plan Size 480 mm x 300 mm Steel Plate Thickness 5			Side Cover Thickness 10			Top and Bottom Cover Thickness 6		
Number of Internal Rubber Layers	Height Overall mm	Calc Comp Stiffness at Zero Shear 10^3 kN/m	Mean Shear Stiffness 10^3 kN/m	Calc Rotation Stiffness kNm/rad	Shear Deflection Capacity mm	Rated Load at Zero Rotation at Max Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Zero Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Max Shear kN
Internal Rubber Thickness 9								
3	59	1001	2.55	2075	27.3	1895	1932	845 1137
5	87	701	1.74	1450	35.1	1901	1932	873 1153
7	115	539	1.32	1115	39.4	1838	1932	903 1161
9	143	438	1.07	905	46.5	1438	1725	903 1166
Internal Rubber Thickness 12								
2	51	786	2.76	1561	25.2	1439	1932	728 983
4	85	458	1.66	900	36.0	1435	1932	731 967
6	119	323	1.18	633	42.0	1217	1432	745 961
8	153	249	0.92	488	54.0	899	1114	723 957
Internal Rubber Thickness 15								
2	57	489	2.37	945	29.0	1145	1638	618 839
4	97	268	1.38	514	38.9	1151	1337	623 814
6	137	184	0.97	353	51.0	772	944	609 804

Sesuai dengan tabel di atas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis - jenis elastomer pada BMS BDM, maka direncanakan perlletakan elastomer dengan dimensi 480 x 300 x 85.

Tabel 6. 4 Dimensi Perletakan Elastomer

Jumlah Lapis Karet Dalam	Tebal Karet dalam	Tinggi Keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal Selimut atas & bawah	Tebal Plat Baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4	12	85	10	6	5

Tabel 6. 5 Data dan Spesifikasi Elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1.	Kekerasan karet	IHRD	53	
2.	Modulus Geser	G	0,69	Mpa
3.	Modulus Total	B	2000	Mpa
4.	Panjang Perletakan	a	480	mm
5.	Lebar Perletakan	b	300	mm
6.	Tebal Selimut	tc	10	mm
7.	Tebal Lapis Dalam	ti	53	mm
8.	T. lapis eff selimut	te	16	mm
9.	T. lapis eff dalam	te	53	mm
10.	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11.	Tebal total elastomer	t	85	mm
12.	Jumlah lubang baut	N	-	-
13.	Diameter lubang baut	D	-	-
14.	Luas denah total karet	At	144000	mm ²
15	Luas denah permukaan	A	-	-

6.1.4 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6 terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (b)

H = gaya horizontal pada perletakan (kN)

A_{eff} = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangensial:

$$\delta a = \delta b \text{ (perletakan persegi)} = \frac{H \cdot t}{1000 \cdot At \cdot G}$$

$$\delta a = \delta b = \frac{1019725,191 \text{ N} \times 85 \text{ mm}}{1000 \cdot 144000 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \text{ MPa}}$$

$$\delta a = \delta b = 0,8723$$

Menghitung gerakan tangensial:

$$A_{eff} = At \cdot \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right)$$

$$A_{eff} = 144000 \text{ mm}^2 \cdot \left(1 - \frac{0,87}{480} - \frac{0,87}{300} \right)$$

$$A_{eff} = 144157,023$$

Kontrol tahap 1:

$$\frac{A_{eff}}{0,8 At} \geq 1,0$$

$$\frac{144157,023}{115200} \geq 1,0$$

$$1,25 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

Kontrol faktor bentuk: $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a+b) \cdot t} \geq 1,0$$

$$S = \frac{480 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{2 \cdot (780 \text{ mm}) \cdot 16} \geq 1,0$$

$$S = 5,769 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

2. Pemeriksaan tahap 2 (terhadap regangan total max)

$\alpha a = \alpha b =$ perputaran relatif dari permukaan atas dan

bawah perletakan

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{\alpha a \cdot a^2 \cdot \alpha b \cdot b^2}{2 \cdot t_i \cdot t}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{0,035 \cdot 480^2 \cdot 0,035 \cdot 300^2}{2 \cdot 53 \cdot 85}$$

$$\epsilon_{sr} = 1,245$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 \cdot SV}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1+2S^2)}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 \cdot 5272,7 \cdot 10^3}{3 \cdot 144157,023 \cdot 0,69 \cdot 67,57}$$

$$\epsilon_{sc} = 1,57$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{1,7447}{85}$$

$$\epsilon_{sh} = 0,0205$$

$$\epsilon_T = \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} + \epsilon_{sh}$$

$$\epsilon_T = 1,245 + 1,57 + 0,0205$$

$$\epsilon_T = 2,83$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum:

$$\epsilon_T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

$$2,67 \leq \frac{2,60}{\sqrt{0,69}}$$

$$2,67 \leq 3,13 \quad (\text{OK})$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (terhadap regangan max)

Untuk nilai $A_{eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut:

$$\epsilon_{sh} \text{ maks} = 0,7$$

$$\epsilon_{sh} = 0,021$$

Kontrol:

$$\frac{\frac{\varepsilon_{sh}}{0,7}}{0,0205} > 1,0$$

$$34,103 > 1,0 \quad (\text{OK})$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (terhadap batas leleh)

Data Perhitungan:

$$V = 913,94$$

$$V LL = 268,80$$

Kontrol:

$$\frac{1,4 \cdot V}{\varepsilon_{sc} \cdot VLL} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \cdot 913,94}{1,57 \times 268,80} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$3,034 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

5. Pemeriksaan tahap 5 (terhadap tegangan max rata-rata)

$$\frac{15 \times A_t}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 144000}{913939,8} \geq 1,0$$

$$2,363 \geq 1,0$$

6. Pemeriksaan tahap 6 (terhadap putaran max)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$EH = 144000 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{1,6 + 0,63}$$

$$EH = 99359,55$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{300} \times 6 \frac{1584}{300}$$

$$C = 54,69$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75b}}$$

$$E = 99359,55 + \frac{54,688 \times 0,9 \times 33,28}{1 + \frac{54,688 \times 0,69 \times 33,3}{225}}$$

$$E = 99550,37$$

$$dc = te \times \frac{V}{E \times A}$$

$$dc = 53 \times \frac{913939,8}{99550,37 \times 144000}$$

$$dc = 0,003379$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1,0$$

$$\frac{16,8 + 10,5}{4 \times 0,0034} \geq 1,0$$

$$793,657 \geq 1,0$$

7. Pemeriksaan tahap 7 (terhadap stabilitas tekan)

$$\frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S \cdot A_{eff}}{1000 \times V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \cdot 300 \cdot 0,69 \cdot 5,77 \cdot 144157,02}{1000 \times 913,94} \geq 1,0$$

$$376,735 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

8. Pemeriksaan tahap 8 (tebal baja minimum)

ts (tebal pelat baja) = 5,0 mm

Kontrol:

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1,0$$

$$1,667 \geq 1,0$$

$$\begin{array}{ll}
 \frac{\text{ts . A . fsy}}{3000 . V.ti} & \geq 1,0 \\
 \frac{5 . 144000 . 950}{3000 . 913,94 . 53} & \geq 1,0 \\
 4,707 & \geq 1,0 (\text{OK})
 \end{array}$$

9. Pemeriksaan tahap 9 (tahanan gesek terhadap geseran)

$$\begin{array}{ll}
 \frac{0,1 . V + (3000 . A_{eff})}{H} & \geq 1,0 \\
 \frac{91393,98 + 432471068,7}{1019725,191} & \geq 1,0 \\
 424,195 & \geq 1,0 (\text{OK})
 \end{array}$$

Tabel 6. 6 Tabel Rekapitulasi Pemeriksaan

No.	Pemeriksaan	Status
1	Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)	Memenuhi
2	Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)	Memenuhi
3	Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)	Memenuhi
4	Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan batas leleh)	Memenuhi
5	Pemeriksaan tahap 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata -rata)	Memenuhi
6	Pemeriksaan tahap 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)	Memenuhi
7	Pemeriksaan tahap 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)	Memenuhi
8	Pemeriksaan tahap 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)	Memenuhi
9	Pemeriksaan tahap 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)	Memenuhi

6.2 Perencanaan Perletakan Bentang 15,5 M

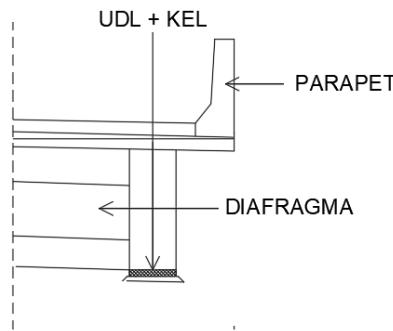
6.2.1 Preliminary Design Perletakan

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm, atas dan bawah sebesar 4 mm. (Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1)

6.2.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban Tegak Lurus pada Tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menutupi pelat kantilever dan parapet.



Gambar 6. 2 Analisa Beban

Beban tegak lurus pada perletakan

1. $\frac{1}{2} . (\text{Beban Parapet } 15,5 \text{ m})$
 $= \frac{1}{2} . 0,3891 \text{ m} . 25 \text{ kN/m}^3 . 15,5 \text{ m}$
 $= 75,388 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2} . (\text{beban plat lantai } 2,100 \text{ m}) . 15,5 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} . 0,25 \text{ m} . 2,100 \text{ m} . 25 \text{ kN/m}^3 . 15,5 \text{ m}$
 $= 101,719 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2} . (\text{beban aspal pada plat lantai } 1,601 \text{ m}) . 15,5 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} . 0,1 \text{ m} . 1,601 \text{ m} . 22 \text{ kN/m}^3 . 15,5 \text{ m}$
 $= 27,297 \text{ kN}$

4. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban air hujan pada plat lantai } 1,601 \text{ m}) \cdot 15,5 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 1,601 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 15,5 \text{ m}$
 $= 6,204 \text{ kN}$
5. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban hidup lalu lintas})$
Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment
 $= 197,93 \text{ kN}$
6. Beban akibat diafragma
 $= 5 \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 28,125 \text{ kN}$
7. $\frac{1}{2} \cdot (\text{berat sendiri balok girder jembatan})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 15,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 139,5 \text{ kN}$

Tabel 6. 7 Rekapitulasi Beban pada Perlakuan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1.	1/2 (Beban parapet 25 m)	75,3881
2.	1/2 (Beban plat lantai (1,58 m))	101,719
3.	1/2 (Beban aspal pada plat lantai (1,58 m))	27,2971
4.	1/2 (Beban genangan hujan pada plat lantai (1,58 m))	6,20388
5.	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	197,93
6.	Beban akibat diafragma	28,125
7.	1/2 (Berat sendiri girder jembatan)	139,5
Total V. Elastomer'		576,158

- Beban Horizontal Terhadap perlakuan
 1. Gaya Rem
 $T_{\text{rem}} = 866,513 \text{ kN} : 6$
 $= 144,419 \text{ kN}$
 2. Beban gempa akibat bangunan atas
 $T_{\text{Eq}} = 2429,345 : 6$
 $= 404,891 \text{ kN}$
 3. Beban angin
 $T_{\text{Ew}} = 52,336 : 6$
 $= 8,723 \text{ kN}$

Tabel 6. 8 Rekapitulasi Beban Horizontal

No	Beban Horizontal	Gaya (kN)
1.	Gaya Rem	144,42
2.	Beban Gempa Akibat Bangunan Atas	404,89
3.	Beban Angin	8,7227
	Total H Elastomer	558,03

6.2.3 Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g)

Tabel 6. 9 Lampiran tabel Spesifikasi Elastomer

Plan Size 480 mm x 300 mm Steel Plate Thickness 5			Side Cover Thickness 10			Top and Bottom Cover Thickness 5		
Number of Internal Rubber Layers	Height Overall mm	Calc Comp Stiffness at Zero Shear 10^3 kN/m	Mean Shear Stiffness 10^3 kN/m	Calc Rotation Stiffness kNm/rad	Shear Deflection Capacity mm	Rated Load at Zero Rotation at Max Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Zero Shear kN	Rated Load at Max Rotation at Max Shear kN
Internal Rubber Thickness 9								
3	59	1001	2.55	2075	27.3	1895	1932	845 1137
5	87	701	1.74	1450	35.1	1901	1932	873 1153
7	115	539	1.32	1115	39.4	1838	1932	903 1161
9	143	438	1.07	905	46.5	1438	1725	903 1166
Internal Rubber Thickness 12								
2	51	786	2.76	1561	25.2	1438	1932	728 983
4	85	458	1.66	900	36.0	1435	1932	731 967
6	119	323	1.18	633	42.0	1217	1432	745 961
8	153	249	0.92	488	54.0	899	1114	723 957
Internal Rubber Thickness 15								
2	57	489	2.37	945	29.0	1145	1638	618 839
4	97	268	1.38	514	38.9	1151	1337	623 814
6	137	184	0.97	353	51.0	772	944	609 804

Sesuai dengan tabel di atas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis - jenis elastomer pada BMS BDM, maka direncanakan perl letakan elastomer dengan dimensi 480 x 300 x 85.

Tabel 6. 10 Dimensi Perl letakan Elastomer

Jumlah Lapis Karet Dalam	Tebal Karet dalam (mm)	Tinggi Keseluruhan (mm)	Tebal selimut sisi (mm)	Tebal Selimut atas & bawah (mm)	Tebal Plat Baja (mm)
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4	12	85	10	6	5

Tabel 6. 11 Data dan Spesifikasi Elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1.	Kekerasan karet	IHRD	53	
2.	Modulus Geser	G	0,69	Mpa
3.	Modulus Total	B	2000	Mpa
4.	Panjang Perletakan	a	480	mm
5.	Lebar Perletakan	b	300	mm
6.	Tebal Selimut	tc	10	mm
7.	Tebal Lapis Dalam	ti	53	mm
8.	T. lapis eff selimut	te	16	mm
9.	T. lapis eff dalam	te	53	mm
10.	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11.	Tebal total elastomer	t	85	mm
12.	Jumlah lubang baut	N	-	-
13.	Diameter lubang baut	D	-	-
14.	Luas denah total karet	At	144000	mm ²
15	Luas denah permukaan	A	-	-

6.2.4 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6 terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (b)

H = gaya horizontal pada perletakan (kN)

A eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangensial:

$$\delta a = \delta b \text{ (perletakan persegi)} = \frac{H \cdot t}{1000 \cdot At \cdot G}$$

$$\delta a = \delta b = \frac{558032,35 \text{ N} \times 85 \text{ mm}}{1000 \cdot 144000 \text{ mm}^2 \cdot 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta a = \delta b = 0,4774$$

Menghitung gerakan tangensial:

$$A_{eff} = At \cdot \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b}\right)$$

$$A_{eff} = 144000 \text{ mm}^2 \cdot \left(1 - \frac{0,48}{480} - \frac{0,48}{300}\right)$$

$$A_{eff} = 144085,929$$

Kontrol tahap 1:

$$\frac{A_{eff}}{0,8 At} \geq 1,0$$

$$\frac{144085,93}{115200} \geq 1,0$$

$$1,25 \geq 1,0 (\text{OK})$$

Kontrol faktor bentuk: $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a+b) \cdot t} \geq 1,0$$

$$S = \frac{480 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{2 \cdot (780 \text{ mm}) \cdot 16} \geq 1,0$$

$$S = 5,769 \geq 1,0 (\text{OK})$$

2. Pemeriksaan tahap 2 (terhadap regangan total max)

$\alpha a = \alpha b =$ perputaran relatif dari permukaan atas dan bawah perl letakan

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\varepsilon_{SR} = \frac{\alpha a \cdot a^2 \cdot \alpha b \cdot b^2}{2 \cdot t_i \cdot t}$$

$$\varepsilon_{SR} = \frac{0,035 \cdot 480^2 \cdot 0,035 \cdot 300^2}{2 \cdot 146 \cdot 178}$$

$$\varepsilon_{SR} = 1,245$$

$$\varepsilon_{SC} = \frac{6 \cdot SV}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1+2S^2)}$$

$$\varepsilon_{SC} = \frac{6 \cdot 3323,99 \cdot 10^3}{3 \cdot 144085,93 \cdot 0,69 \cdot 67,57}$$

$$\varepsilon_{SC} = 0,99$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{SH} &= \frac{\delta s}{t} \\ \varepsilon_{SH} &= \frac{0,9548}{85} \\ \varepsilon_{SH} &= 0,0112\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_T &= \varepsilon_{SR} + \varepsilon_{SC} + \varepsilon_{SH} \\ \varepsilon_T &= 1,245 + 0,99 + 0,0112 \\ \varepsilon_T &= 2,25\end{aligned}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum:

$$\begin{aligned}\varepsilon_T &\leq \frac{2,60}{\sqrt{G}} \\ 2,25 &\leq \frac{2,60}{\sqrt{0,69}} \\ 2,25 &\leq 3,13 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (terhadap regangan max)

Untuk nilai $A_{eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut:

$$\varepsilon_{SH} \text{ maks} = 0,7$$

$$\varepsilon_{SH} = 0,011$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\frac{\varepsilon_{SH} \text{ maks}}{\varepsilon_{SH}} &> 1,0 \\ \frac{0,7}{0,011} &> 1,0 \\ 62,32 &> 1,0 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (terhadap batas leleh)

Data Perhitungan:

$$V = 576,16$$

$$V \text{ LL} = 197,93$$

Kontrol:

$$\frac{1,4 \cdot V}{\text{esc. VLL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \cdot 576,16}{0,99 \times 197,93} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$4,118 \geq 1,0 (\text{OK})$$

5. Pemeriksaan tahap 5 (terhadap tegangan max rata-rata)

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 144000}{576157,8} \geq 1,0$$

$$3,749 \geq 1,0$$

6. Pemeriksaan tahap 6 (terhadap putaran max)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a-b}{b+a}}$$

$$EH = 144000 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{1,6 + 0,63}$$

$$EH = 99359,55$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{\frac{33a}{b}}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{300} \times 6 \frac{\frac{1584}{300}}{300}$$

$$C = 54,69$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75b}}$$

$$E = 99359,55 + \frac{54,688 \times 0,69 \times 33,28}{1 + \frac{54,69 \times 0,69 \times 33,3}{225}}$$

$$E = 99550,37$$

$$dc = te \times \frac{V}{E X A}$$

$$dc = 53 \times \frac{576157,8}{99550,37 \times 144000}$$

$$dc = 0,0021$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1,0$$

$$\frac{16,8 + 10,5}{4 \times 0,0021} \geq 1,0$$

$$1249,1026 \geq 1,0$$

7. Pemeriksaan tahap 7 (terhadap stabilitas tekan)

$$\frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S \cdot A_{eff}}{1000 \times V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \cdot 300 \cdot 0,69 \cdot 5,77 \cdot 144085,93}{1000 \times 576,158} \geq 1,0$$

$$597,308 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

- 8. Pemeriksaan tahap 8 (tebal baja minimum)**
 ts (tebal pelat baja) = 5,0 mm

Kontrol:

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1,0$$

$$1,667 \geq 1,0$$

$$\frac{ts \cdot A \cdot fsy}{3000 \cdot V_{ti}} \geq 1,0$$

$$\frac{5 \cdot 144000 \cdot 950}{3000 \cdot 576,158 \cdot 53} \geq 1,0$$

$$7,467 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

- 9. Pemeriksaan tahap 9 (tahanan gesek terhadap geseran)**

$$\frac{0,1 \cdot V + (3000 \cdot A_{eff})}{H} \geq 1,0$$

$$\frac{57615,78 + 432257786,7}{558032,3525} \geq 1,0$$

$$771,714 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

Tabel 6. 12 Tabel Rekapitulasi Pemeriksaan

No.	Pemeriksaan	Status
1	Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)	Memenuhi
2	Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)	Memenuhi
3	Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)	Memenuhi
4	Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan batas leleh)	Memenuhi
5	Pemeriksaan tahap 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata -rata)	Memenuhi
6	Pemeriksaan tahap 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)	Memenuhi
7	Pemeriksaan tahap 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)	Memenuhi
8	Pemeriksaan tahap 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)	Memenuhi
9	Pemeriksaan tahap 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)	Memenuhi

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisa data eksisting dan spesifikasi yang direncanakan, maka pada modifikasi desain struktur Jembatan Kali Lanang ruas Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar STA 5+895 dapat disimpulkan dengan beberapa pernyataan dibawah:

1. Struktur pembatas tepi jembatan menggunakan parapet dengan tinggi 1,2 m, lebar atas 0,25 m, dan lebar bawah 0,5 m. Tulangan utama menggunakan D13-120, dan tulangan bagi 5D12
2. Plat lantai jembatan dengan tebal 250 mm didesain menggunakan tulangan lentur D19-200 dan tulangan bagi D16-250
3. Plat kantilever didesain menggunakan tulangan lentur D19-200 dan tulangan bagi D16-250
4. Pada modifikasi desain jembatan Kali Lanang bentang 23 m menggunakan balok girder konvensional dengan tipe profil I. Dimana pada kondisi eksisting jembatan sebelumnya menggunakan balok girder precast tipe balok T. Sehingga didapatkan spesifikasi balok dengan dimensi 1700 mm x 600 mm dan jarak antar balok girder 2,1 m sejumlah 12 buah dengan mutu beton fc' 25.
5. Pada modifikasi desain jembatan Kali Lanang bentang 15,5 m menggunakan balok girder konvensional dengan tipe profil I. Dimana pada kondisi eksisting jembatan sebelumnya menggunakan balok girder precast tipe balok T. Sehingga didapatkan spesifikasi balok dengan dimensi 1200 mm x 600 mm dan jarak antar balok girder 2,1 m

- sejumlah 12 buah dengan mutu beton fc' 25.
6. Pada bentang 23 m Jembatan Kali Lanang, diafragma menggunakan beton konvensional dengan dimensi 700mm x 300mm, jarak antar diafragma 5,4m dengan jumlah diafragma sebanyak 5 buah. Dengan tulangan lentur 2D25 Dan tulangan geser Ø12-250
 7. Pada bentang 15,5 m Jembatan Kali Lanang, diafragma menggunakan beton konvensional dengan dimensi 500mm x 300mm, jarak antar diafragma 3,5m dengan jumlah diafragma sebanyak 5 buah. Dengan tulangan lentur 2D22 Dan tulangan geser Ø12-250
 8. Abutment 1 pada Jembatan Kali Lanang memiliki total tinggi 7,569 m dengan lebar 25,2 m. Terbagi atas beberapa bagian struktur abutment diantaranya: pile cap, long stopper, breast wall, dan korbel. Pada pile cap dipasang tulangan lentur D32-100, tulangan bagi D22-200, tulangan tekan D32-100, dan tulangan geser 6 kaki D13-600. Pada long stopper digunakan tulangan lentur D16-50 , dan tulangan bagi D13-200. Pada breast wall digunakan tulangan lentur D32-50 , tulangan bagi D22-200, tulangan tekan D25-100 dan tulangan geser 10 kaki Ø12-400 Sedangkan pada korbel digunakan tulangan lentur D25-100 , tulangan bagi D16-200, dan tulangan geser 2 kaki Ø12-100
 9. Abutment 1 memiliki bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D32-150 dan tulangan bagi D28-250 Sedangkan plat injak dengan tebal 250mm menggunakan tulangan lentur D16-100 dan tulangan bagi D13-200

10. Abutment 2 pada Jembatan Kali Lanang memiliki total tinggi 6,056 m dengan lebar 25,2 m. Terbagi atas beberapa bagian struktur abutment diantaranya: pile cap, long stopper, breast wall, dan korbel. Pada pile cap dipasang tulangan lentur D32-100, tulangan bagi D22-200, tulangan tekan D32-100, dan tulangan geser 4 kaki D13-600. Pada long stopper digunakan tulangan lentur D16-50 , dan tulangan bagi D13-200. Pada breast wall digunakan tulangan lentur D32-100 , tulangan bagi D22-200, tulangan tekan D25-100 dan tulangan geser 6 kaki Ø12-400 Sedangkan pada korbel digunakan tulangan lentur D25-100 , tulangan bagi D16-200, dan tulangan geser 2 kaki Ø12-100
11. Abutment 2 memiliki bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D32-250 dan tulangan bagi D28-400 Sedangkan plat injak dengan tebal 250mm menggunakan tulangan lentur D16-100 dan tulangan bagi D13-200
12. Pada Jembatan Kali Lanang memiliki 1 pier, yang memiliki total tinggi 2,2 m yang terbagi menjadi beberapa bagian struktur, yaitu: pile cap, dipasang tulangan lentur D32-150, tulangan bagi D22-150, dan tulangan geser 6 kaki Ø13-600, Pier wall dipasang tulangan lentur D36-70 Dan tulangan geser 6 kaki Ø13-600, Pier head dipasang tulangan lentur D29-100, tulangan bagi D25-200, dan tulangan geser 6 kaki Ø13-600.
13. Perletakan jembatan menggunakan bearing pad dengan tinggi 178 mm, panjang 600 mm dan lebar 450 mm. dengan tebal lapisan plat baja 5 mm berjumlah 4 lapis. Tebal lapisan selimut sisi 10 mm, tebal lapisan karet dalam 18 mm sebanyak 7 buah. Cover menggunakan karet tebal 6 mm berjumlah 2 lapis.

14. Pondasi menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 cm. Menggunakan konfigurasi tiang pancang 3 baris dengan total jumlah tiangpancang adalah 42 buah. Kedalaman tiang pancang 12 m dan menggunakan tiang pancang adhi persada beton. Konfigurasi tiang pancang dengan jarak antar tiang panang (arah y) adalah 1,80 m dan (arah x) adalah 1,80 m.

DAFTAR PUSTAKA

- Standar Nasional Indonesia (SNI) 1725 – 2016. Standar pembebangan untuk jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2005, RSNI T-02-2005. Standar pembebangan unutk jembatan.
- Standar Nasional Indonesi (SNI) T-12-2004. Perencanaan struktur beton ntuk jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasai Nasional (BSN), 2013, SNI 03-2833-2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa).
- Badan Standarisasai Nasional (BSN), 2015, Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan.
- Ir. Suryono Sosrodarsono, 2000. Mekanika Tanah & Teknik Pondasi
- Irawan, Candra (3111202903). Studi Geser Friksi Sambungan Tiang Pancang Spun Pile Dengan Pilecap

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Sidoarjo, 30 Januari 1997, merupakan anak ketiga dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK ABA 1 Sidoarjo, SD Muhammadiyah 1 Sidoarjo, SMP Al Hikmah Surabaya dan SMA Muhammadiyah 2 Sidoarjo. Setelah lulus dari SMA tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 10111500000102.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, Penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Transportasi. Penulis pernah aktif dalam berbagai kegiatan kemahasiswaan dan kepanitiaan yang diselenggarakan oleh Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Selain itu Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri yang diselenggarakan di Departemen, Fakultas, dan Institut.

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. Putri Indriati sebagai partner TA yang begitu sabar dan telaten. Dan juga telah bekerja sama dalam menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
6. Teman-teman angkatan 2015 dan kelas bangunan Transportasi 2015 yang telah memberikan semangat, perhatian dan dukungan selama penyusunan tugas akhir terapan ini.
7. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.

BIODATA PENULIS



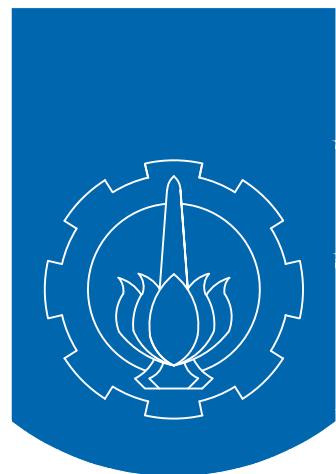
Penulis dilahirkan di Kediri, 12 Maret 1997, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Dharmawanita Kediri, SDN Balowerti 3 Kota Kediri, SMPN 2 Kota Kediri dan SMAN 7 Kota Kediri. Setelah lulus dari SMA tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur

Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 10111500000148.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, Penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Transportasi. Penulis pernah aktif dalam berbagai kegiatan kemahasiswaan dan kepanitiaan yang diselenggarakan oleh Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Selain itu Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri yang diselenggarakan di Departemen, Fakultas, dan Institut.

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. M. Trimanda Ramadhan sebagai partner TA yang begitu sabar dan telaten. Dan juga telah bekerja sama dalam menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
6. Teman-teman angkatan 2015 dan kelas bangunan Transportasi 2015 yang telah memberikan semangat, perhatian dan dukungan selama penyusunan tugas akhir terapan ini.
7. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.



ITS

Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

LAMPIRAN GAMBAR TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN KALI LANANG (STA 5+895) PADA PROYEK JALAN TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR SEKSI 1 GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENTSIONAL

MOCHAMMAD TRIMANDA RAMADHAN
NRP. 10111500000102

PUTRI INDRIATI
NRP. 10111500000148

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo
NIP.19550319 198403 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018

DAFTAR GAMBAR

NO	JUDUL	HALAMAN
1	TAMPAK ATAS JEMBATAN	01
2	POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN	02
3	POTONGAN MELINTANG JEMBATAN	03
4	DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA SPAN 23 M	04
5	DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA SPAN 15,5 M	05
6	DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI JEMBATAN	06
7	PENULANGAN GIRDER TENGAH DAN DIAFRAGMA SPAN 23 M	07
8	PENULANGAN GIRDER TENGAH DAN DIAFRAGMA SPAN 15,5 M	08
9	PENULANGAN GIRDER TEPI DAN DIAFRAGMA SPAN 23 M	09
10	PENULANGAN GIRDER TEPI DAN DIAFRAGMA SPAN 15,5 M	10
11	TAMPAK STRUKTUR ABUTMENT	11
12	PENULANGAN ABUTMENT 1	12
13	PENULANGAN ABUTMENT 2	13
14	PENULANGAN PILE CAP ABUTMENT 1	14
15	PENULANGAN PILE CAP ABUTMENT 2	15
16	PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 1	16
17	PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 2	17
18	DETAIL PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 1	18
19	DETAIL PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 2	19
20	KONFIGURASI SPUN PILE ABUTMENT	20
21	TAMPAK STRUKTUR PILAR	21
22	PENULANGAN PILAR	22
23	DETAIL PENULANGAN PILAR	23
24	KONFIGURASI SPUN PILE PILAR	24
25	DETAIL ELASTOMER	25



ITS

Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

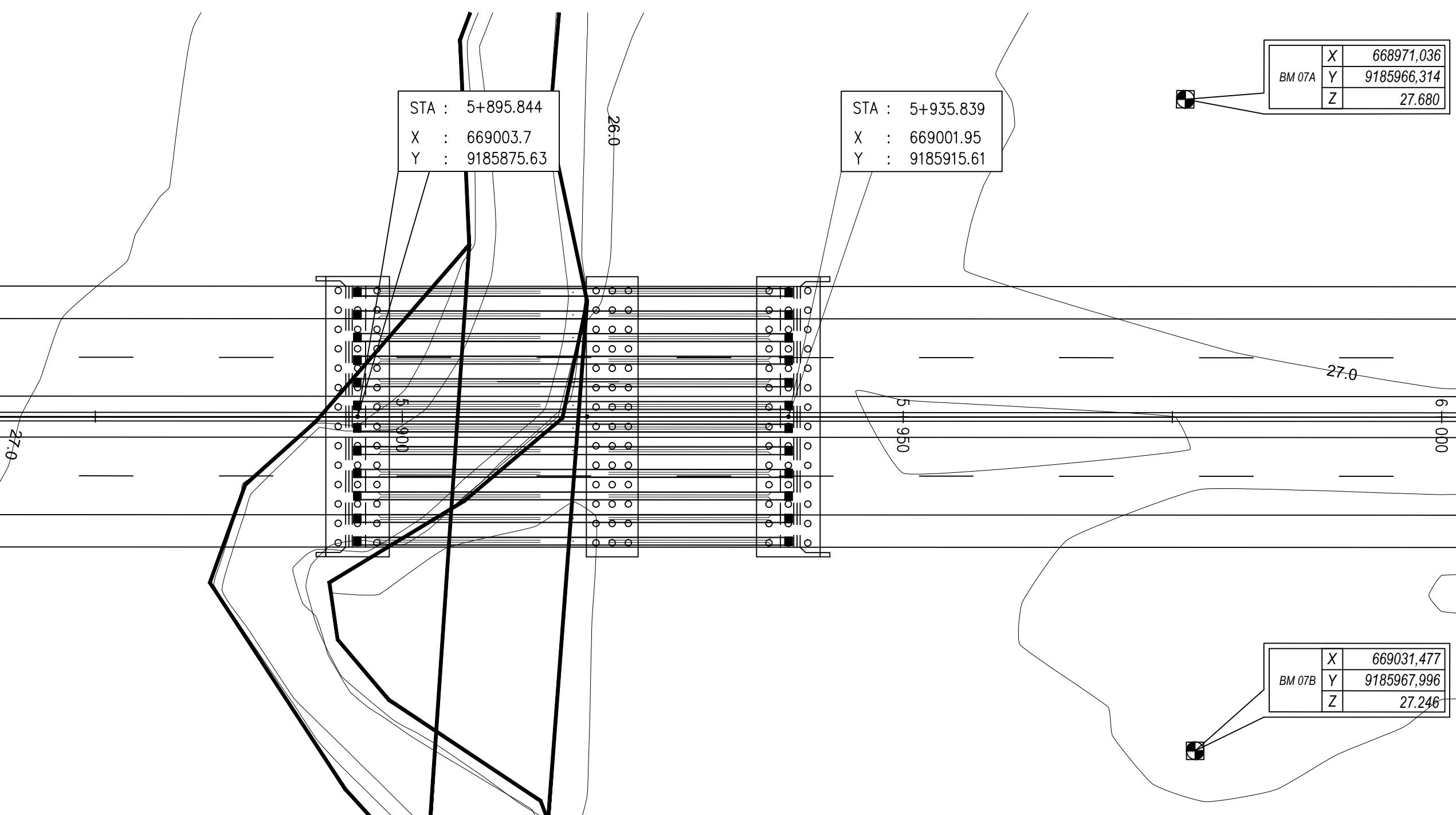
NAMA GAMBAR

TAMPAK ATAS JEMBATAN

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:500 01



TAMPAK ATAS JEMBATAN
SCALE 1:500

DOSEN PEMBIMBING

 Ir. Chomaedhi, CES., Geo
 NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

 MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN KALI LANANG
 STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
 TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
 - MANYAR SEKSI I, GRESIK,
 JAWA TIMUR
 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
 BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

 Mochammad Trimanda
 Ramadhan
 NRP. 10111500000102

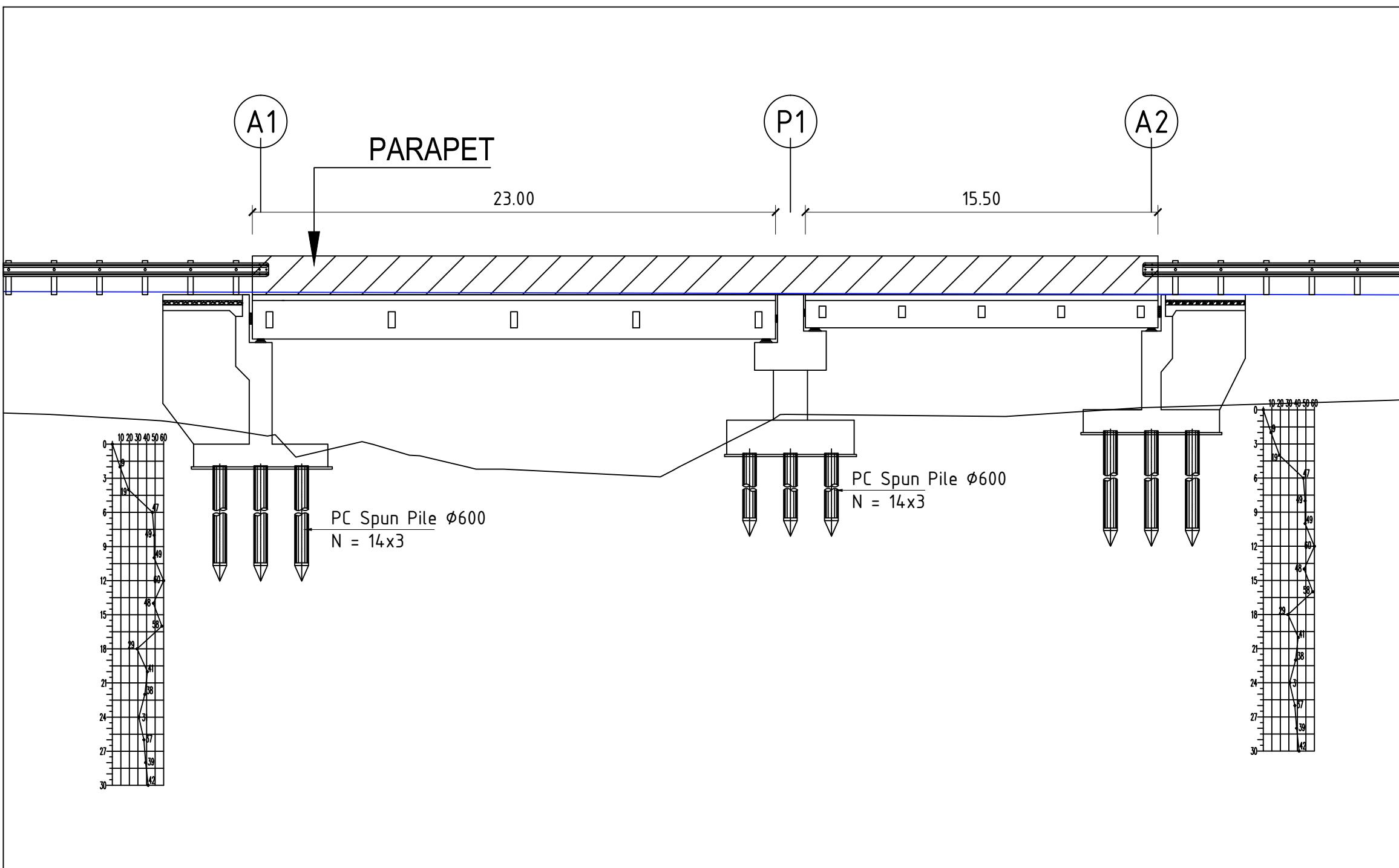
 Putri Indriati
 NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

 POTONGAN MEMANJANG
 JEMBATAN

KETERANGAN GAMBAR
SKALA | **NO. GAMBAR**

1:200 | 02



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN
 SCALE 1:200



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

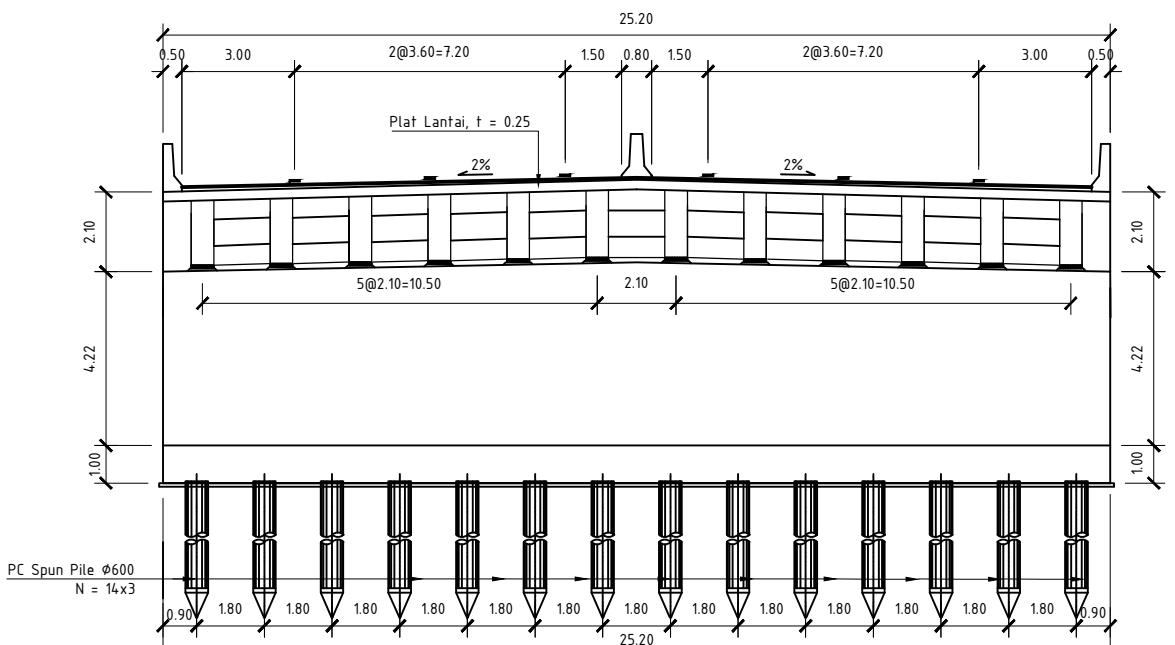
NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
JEMBATAN

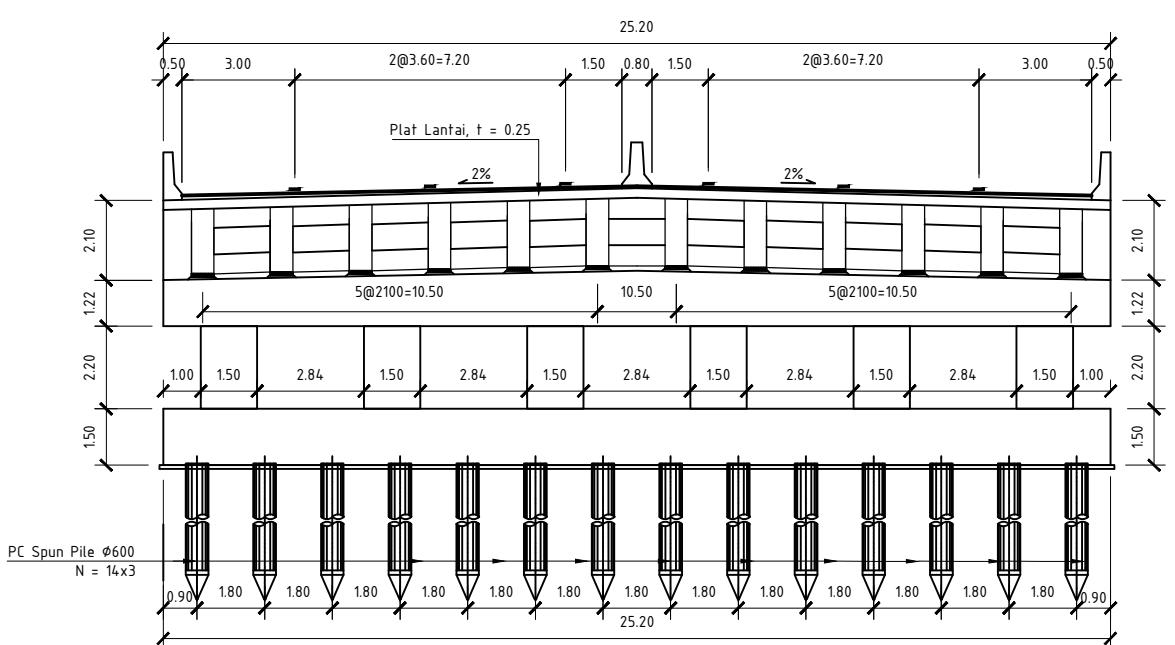
KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:200 03



TAMPAK DEPAN ABUTMENT
SCALE 1:200



TAMPAK DEPAN PILAR
SCALE 1:200

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

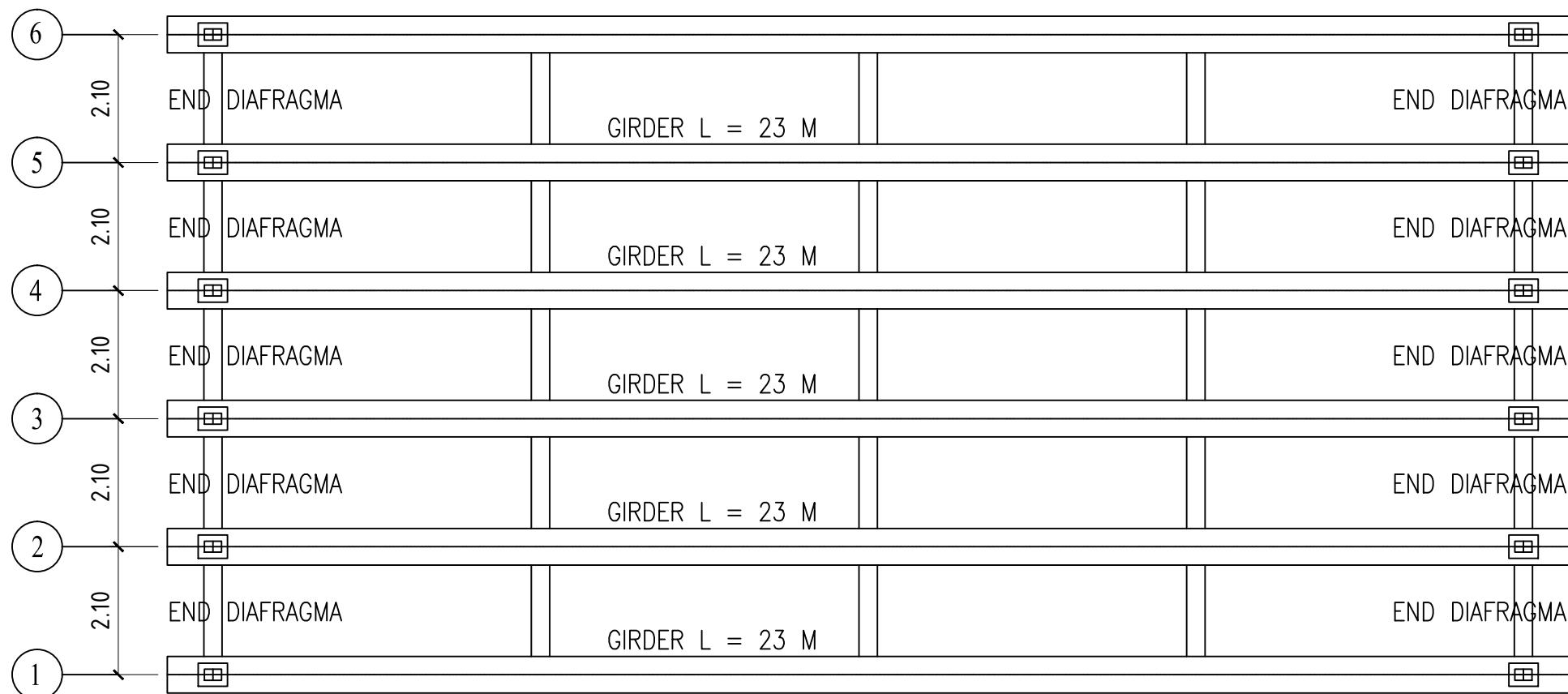
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA
SPAN 23 M


DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA SPAN 23 M

SCALE 1:100

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:100 04

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

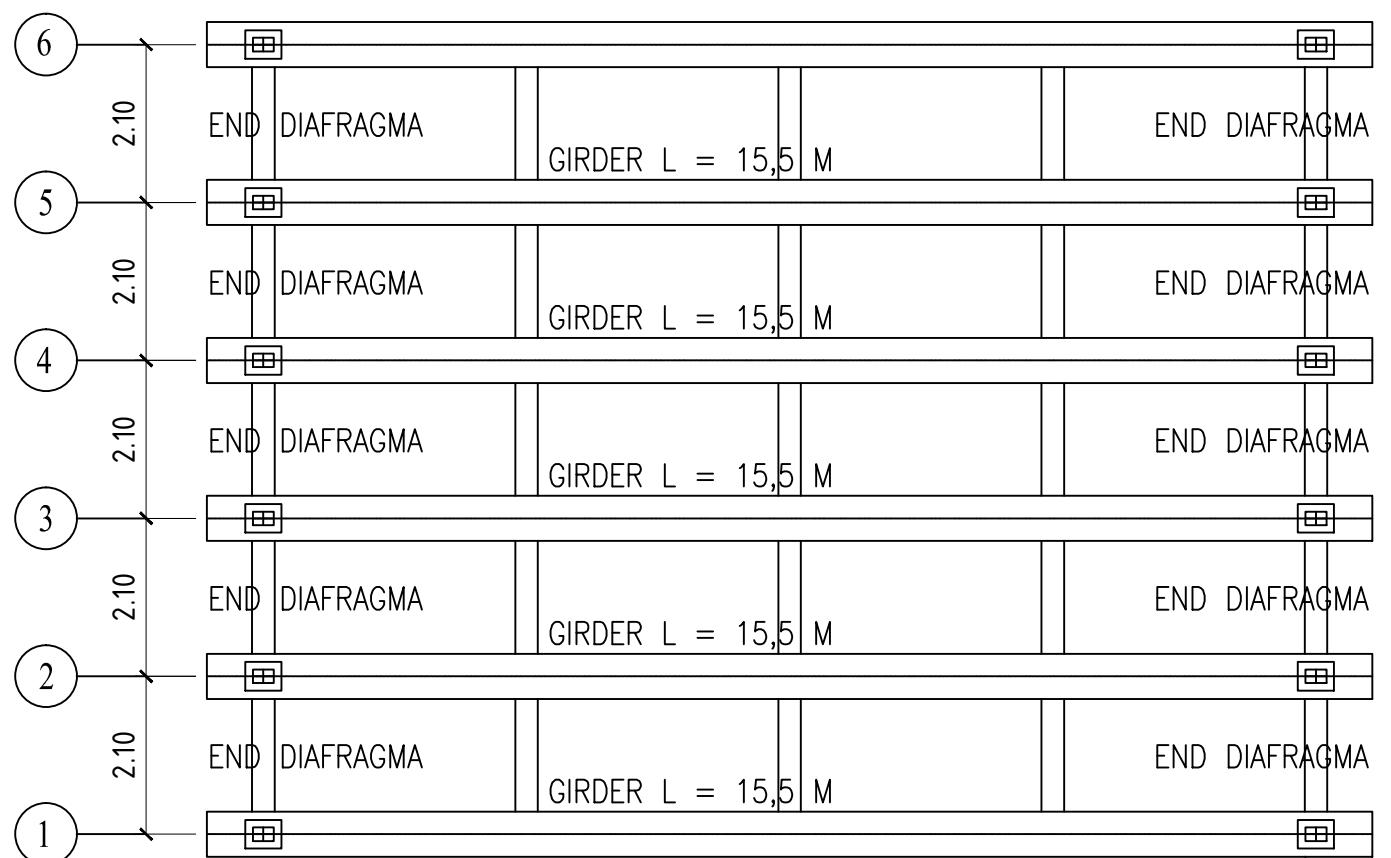
NAMA GAMBAR

DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA
SPAN 15,5 M

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:100 05



DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA SPAN 15,5 M

SCALE 1:100

DOSEN PEMBIMBING

 Ir. Chomaedhi, CES., Geo
 NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

 MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN KALI LANANG
 STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
 TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
 - MANYAR SEKSI I, GRESIK,
 JAWA TIMUR
 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
 BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

 Mohammad Trimanda
 Ramadhan
 NRP. 10111500000102

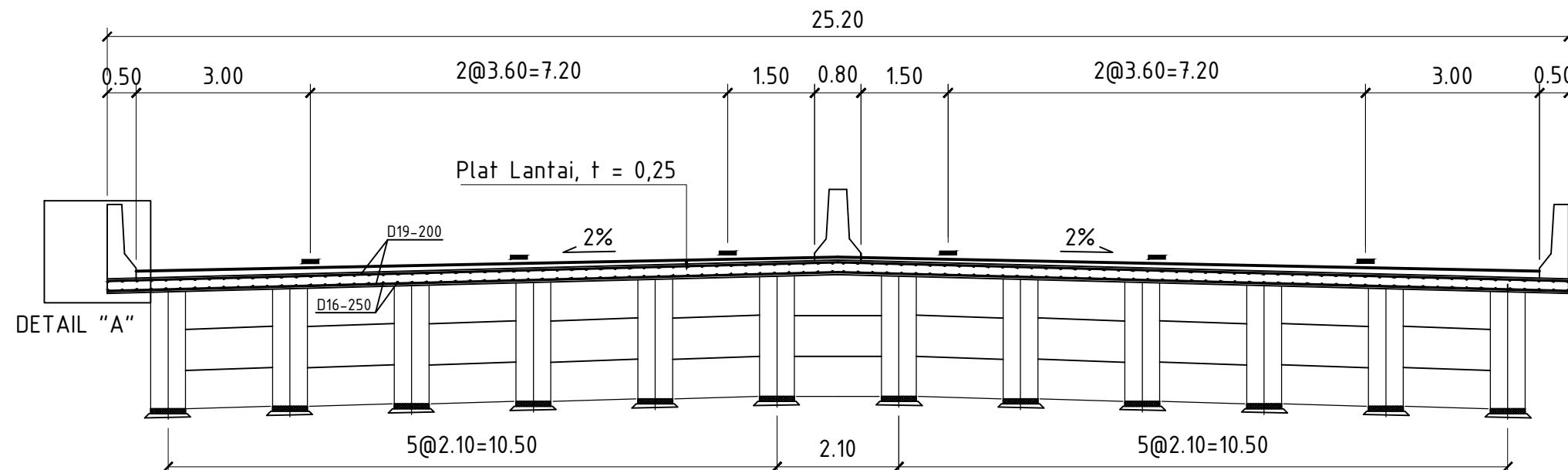
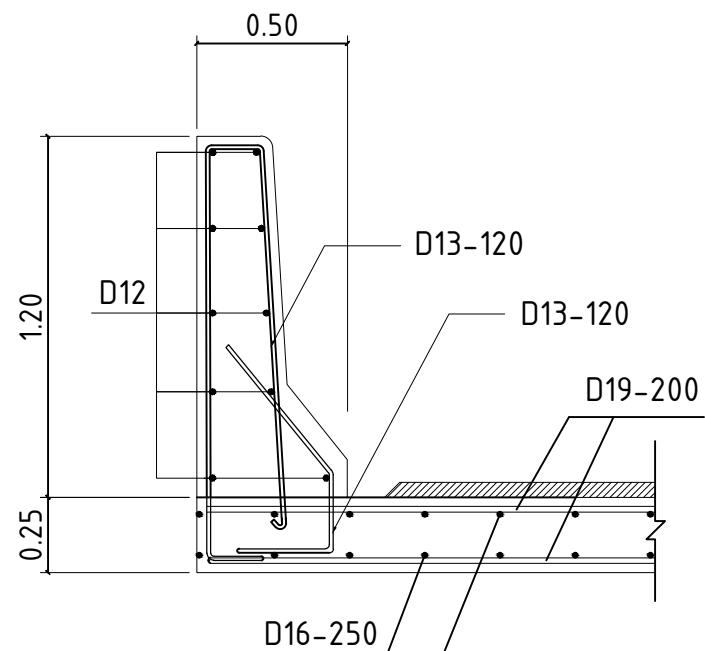
 Putri Indriati
 NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

 DETAIL PENULANGAN PLAT
 LANTAI JEMBATAN

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

 1:100
 1:25
 06

 DETAIL PENULANGAN PLAT
 SCALE 1:100

 DETAIL "A" PENULANGAN PLAT KANTILEVER
 SCALE 1:25



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

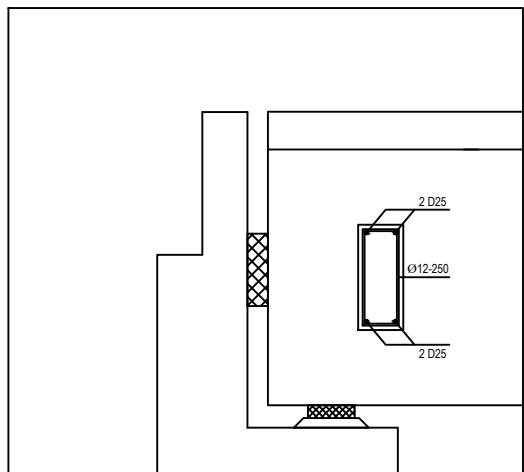
NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

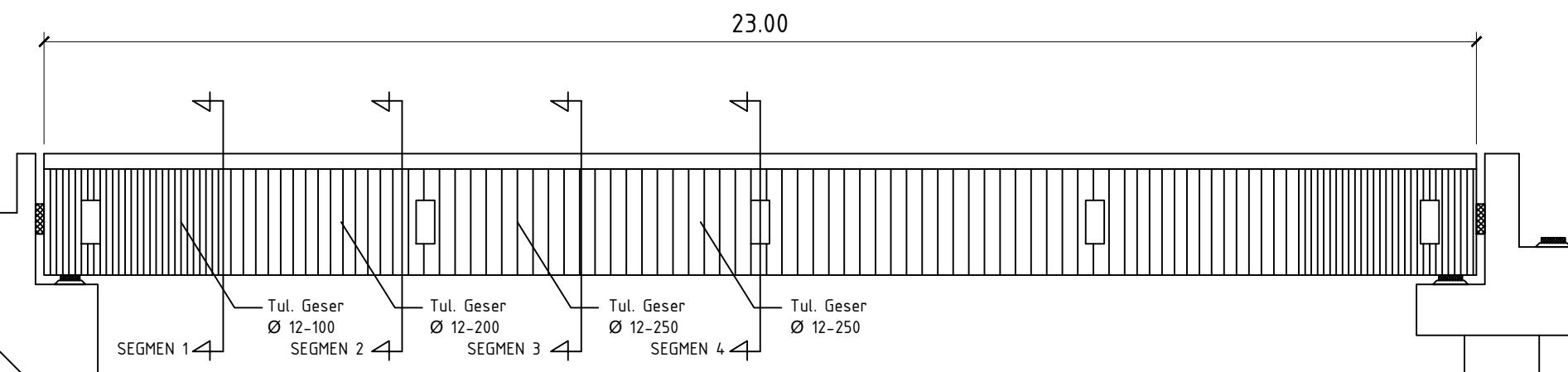
Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

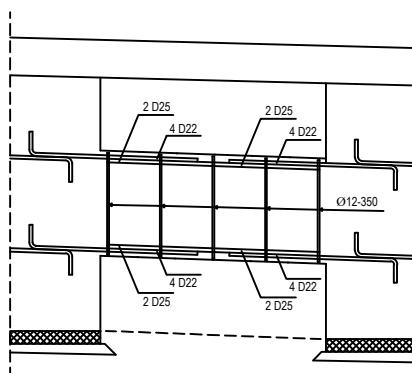
PENULANGAN GIRDER TENGAH
DAN DIAFRAGMA SPAN 23 M



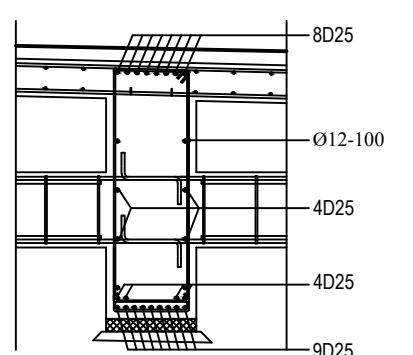
DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MELINTANG)
SCALE 1:50



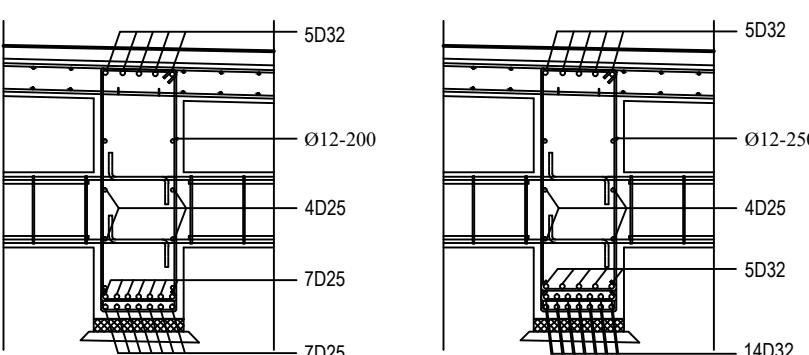
PENULANGAN GIRDER TENGAH SPAN 23 M
SCALE 1:100



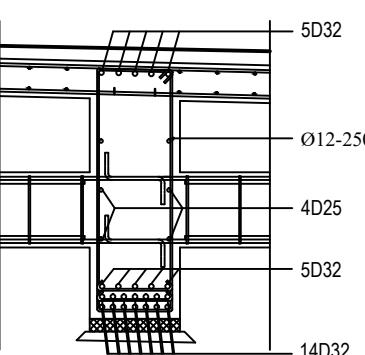
DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MEMANJANG)
SCALE 1:50



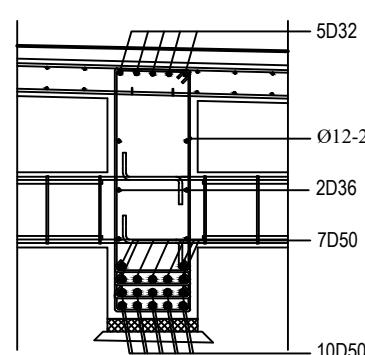
SEGMENT 1



SEGMENT 2



SEGMENT 3



SEGMENT 4

DETAIL PENULANGAN GIRDER TENGAH
SCALE 1:50

KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:100
1:50 **07**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
 NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN KALI LANANG
 STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
 TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
 - MANYAR SEKSI I, GRESIK,
 JAWA TIMUR
 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
 BETON KONVENSIONAL

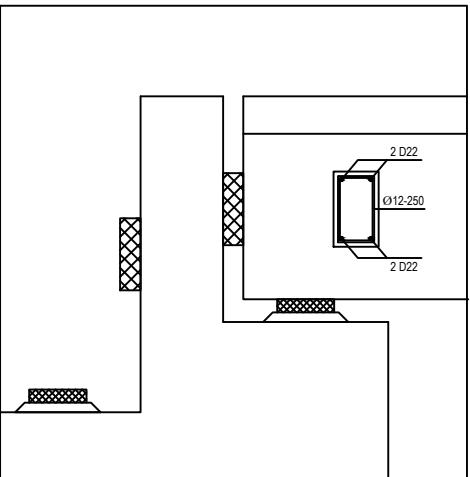
NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
 Ramadhan
 NRP. 10111500000102

Putri Indriati
 NRP. 10111500000148

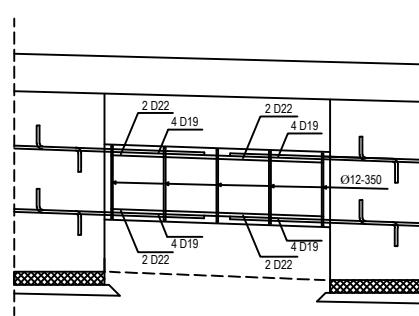
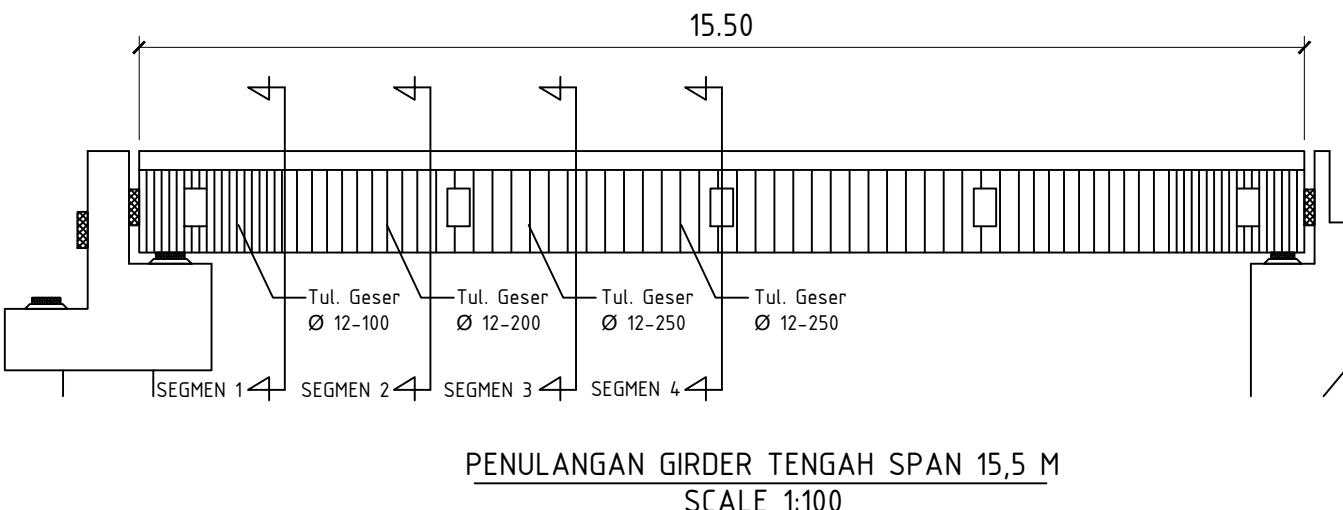
NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER TENGAH
 DAN DIAFRAGMA SPAN 15,5 M

KETERANGAN GAMBAR


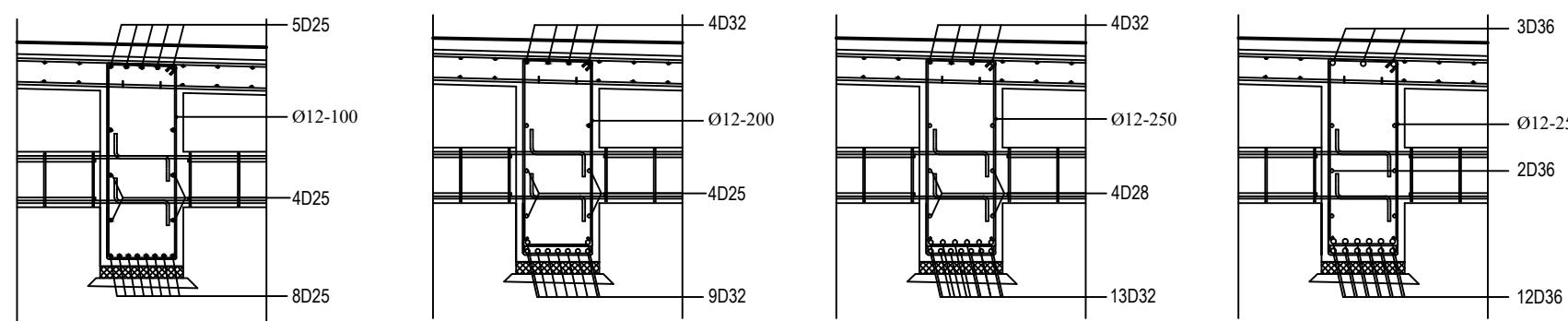
DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MELINTANG)

SCALE 1:50



DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MEMANJANG)

SCALE 1:50



SEGMENT 1

SEGMENT 2

SEGMENT 3

SEGMENT 4

DETAIL PENULANGAN GIRDER TENGAH

SCALE 1:50

SKALA	NO. GAMBAR
1:100	
1:50	08



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

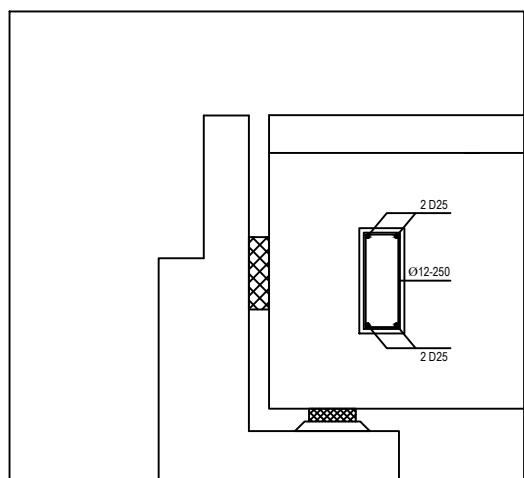
NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER TEPI DAN
DIAFRAGMA SPAN 23 M

KETERANGAN GAMBAR

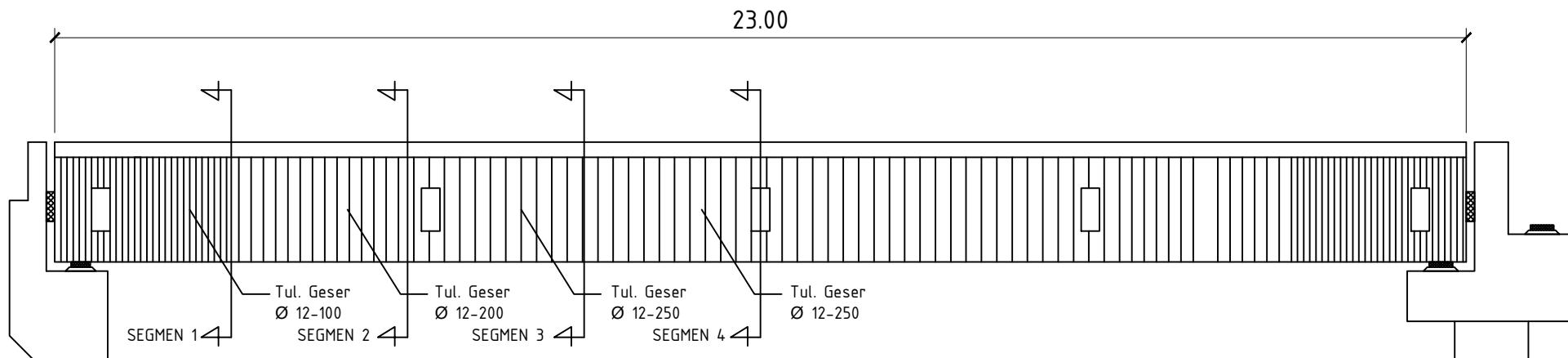
SKALA **NO. GAMBAR**

1:100
1:50 09



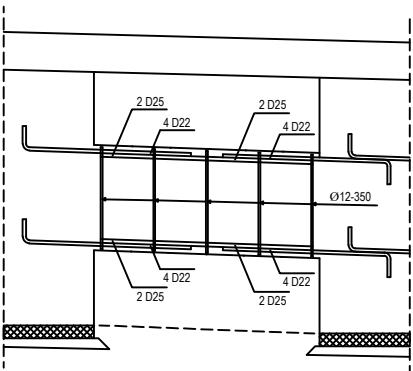
DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MELINTANG)

SCALE 1:50



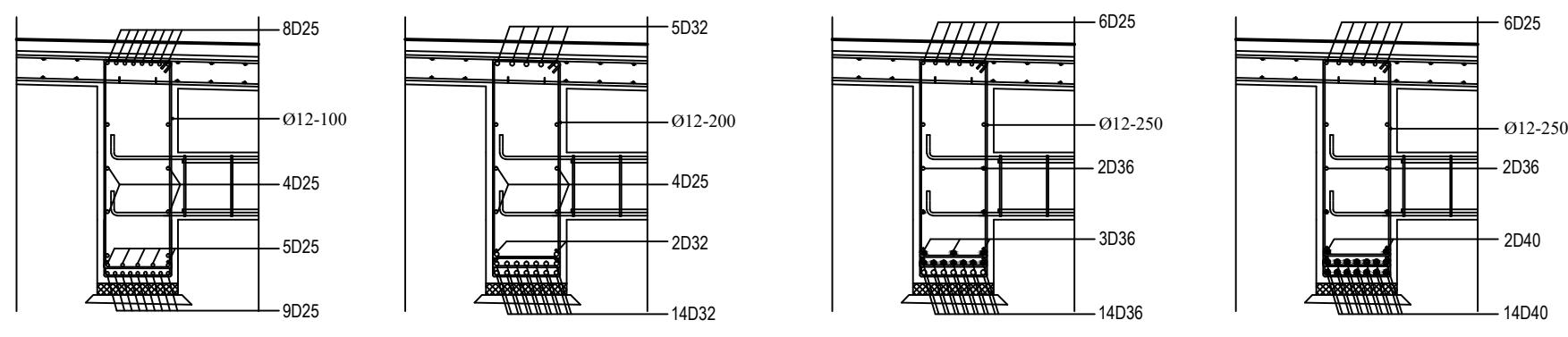
PENULANGAN GIRDER TEPI SPAN 23 M

SCALE 1:100



DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MEMANJANG)

SCALE 1:50



SEGMENT 1

SEGMENT 2

SEGMENT 3

SEGMENT 4

DETAIL PENULANGAN GIRDER TEPI

SCALE 1:50

DOSEN PEMBIMBING

 Ir. Chomaedhi, CES., Geo
 NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

 MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN KALI LANANG
 STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
 TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
 - MANYAR SEKSI I, GRESIK,
 JAWA TIMUR
 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
 BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

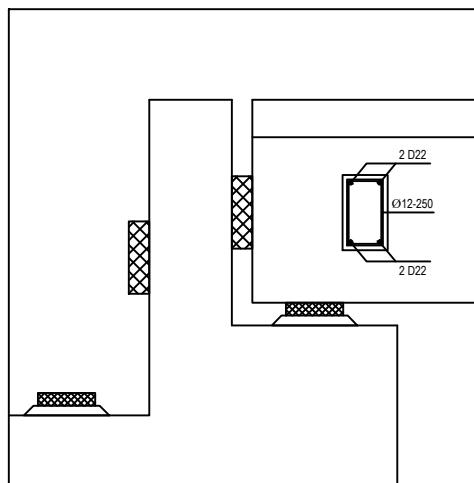
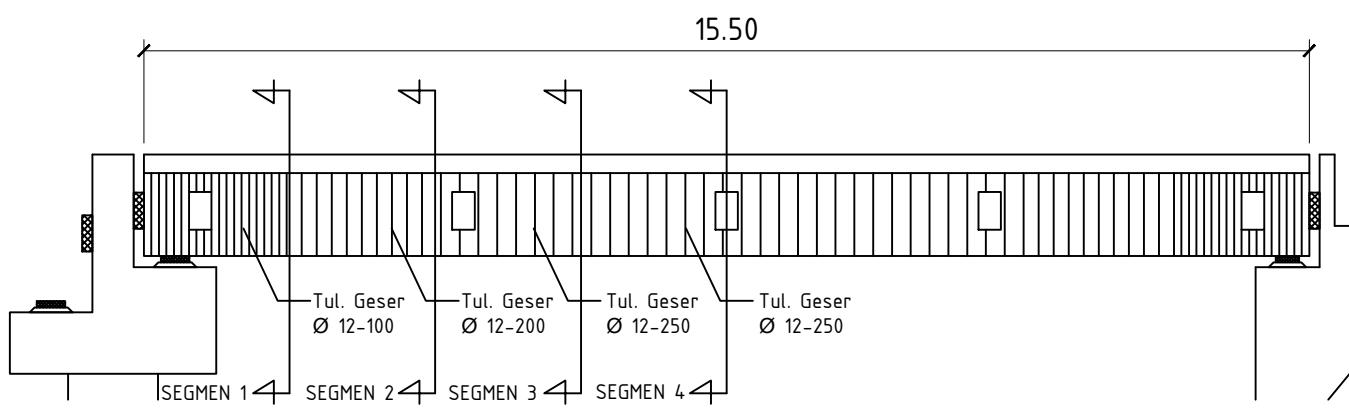
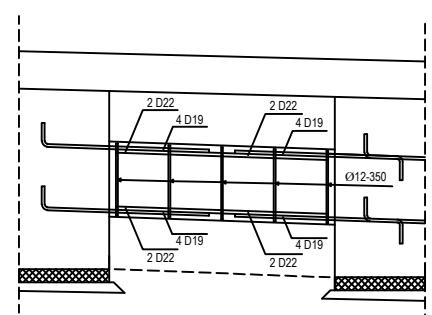
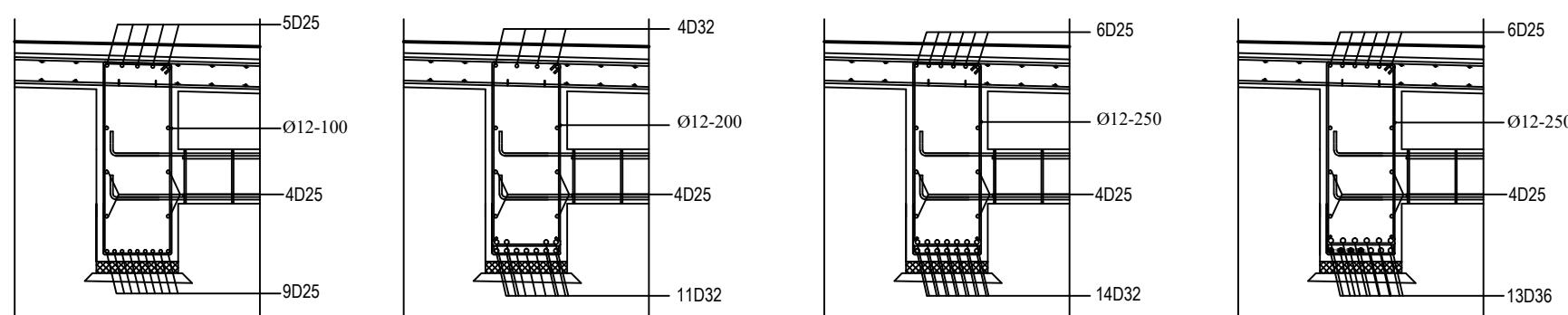
 Mohammad Trimanda
 Ramadhan
 NRP. 10111500000102

 Putri Indriati
 NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

 PENULANGAN GIRDER TEPI DAN
 DIAFRAGMA SPAN 15,5 M

KETERANGAN GAMBAR
SKALA **NO. GAMBAR**

 1:100
 1:50 **10**

DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MELINTANG)
 SCALE 1:50

PENULANGAN GIRDER TEPI SPAN 15,5 M
 SCALE 1:100

DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA (MEMANJANG)
 SCALE 1:50

DETAIL PENULANGAN GIRDER TEPI
 SCALE 1:50



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTSIONAL**

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

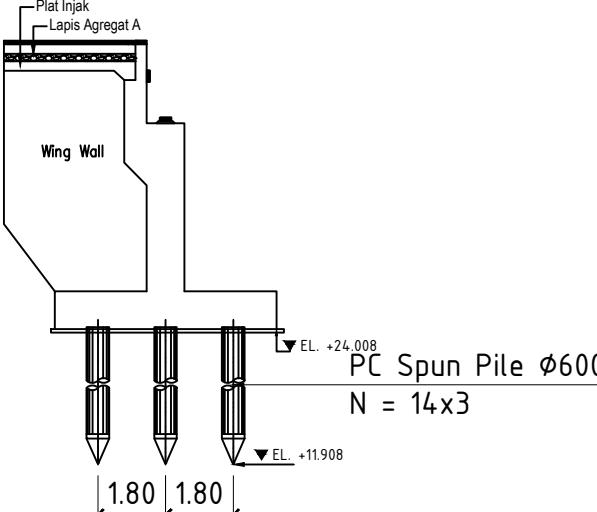
Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

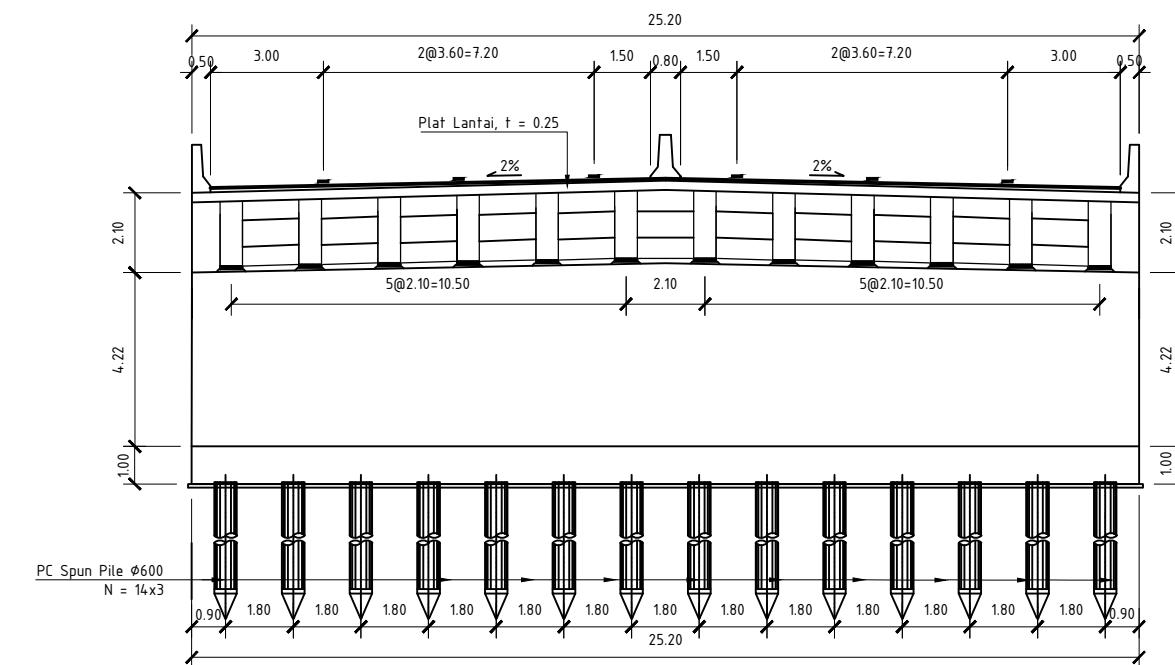
TAMPAK STRUKTUR ABUTMENT

KETERANGAN GAMBAR

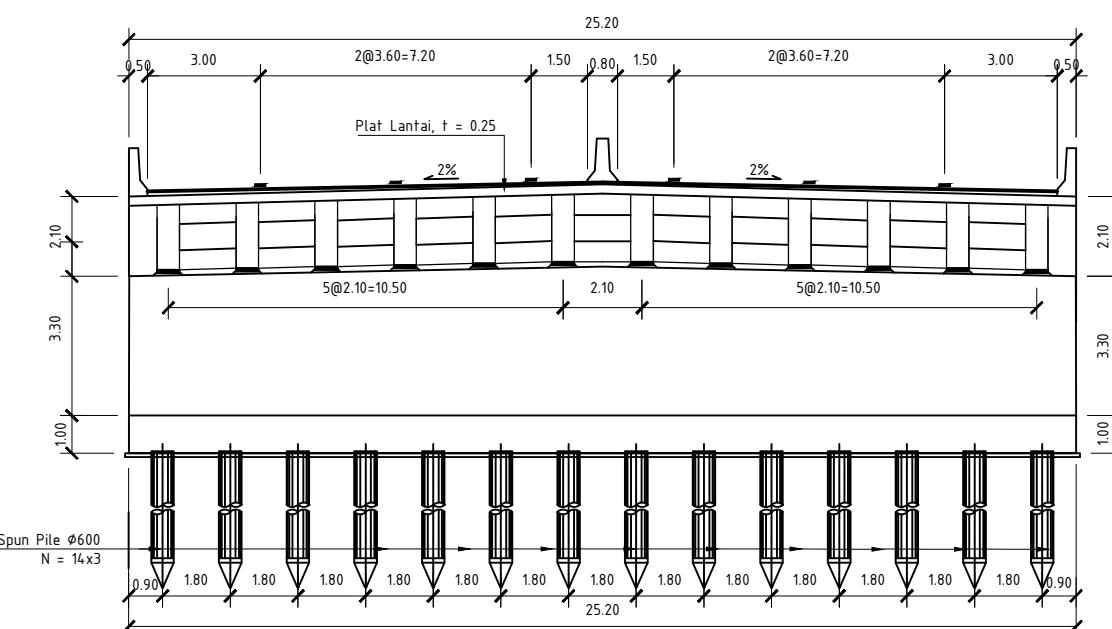
SKALA	NO. GAMBAR
-------	------------



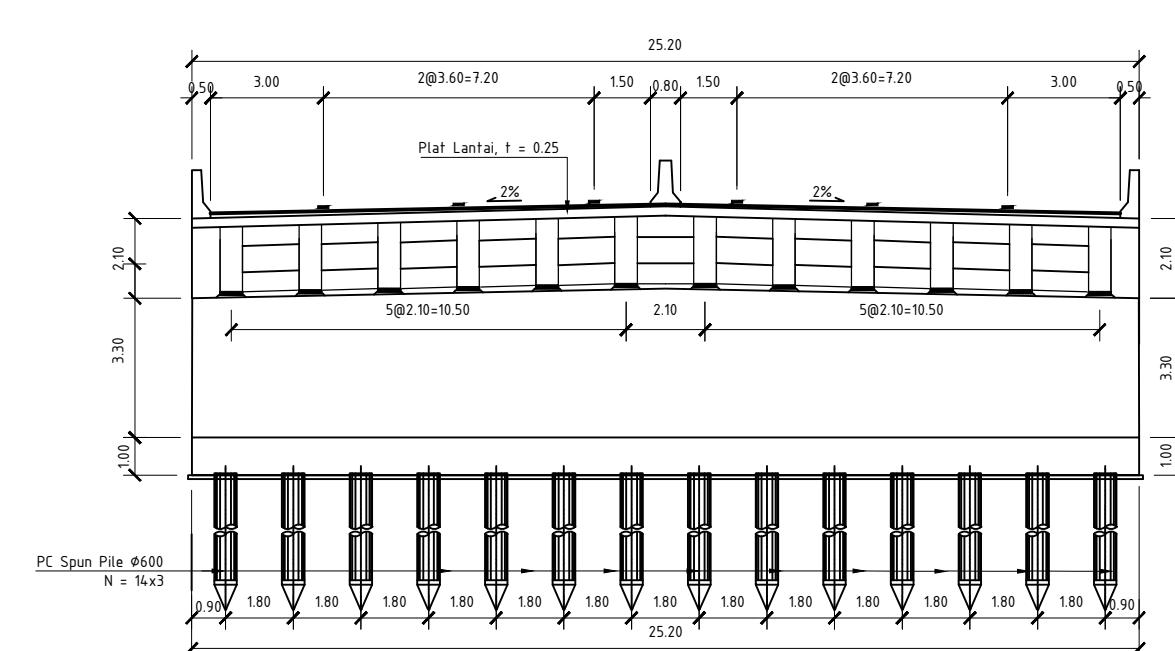
TAMPAK SAMPING ABUTMENT
SCALE 1:200



TAMPAK DEPAN ABUTMENT
SCALE 1:200



TAMPAK DEPAN ABUTMENT
SCALE 1:200



TAMPAK SAMPING ABUTMENT
SCALE 1:200



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

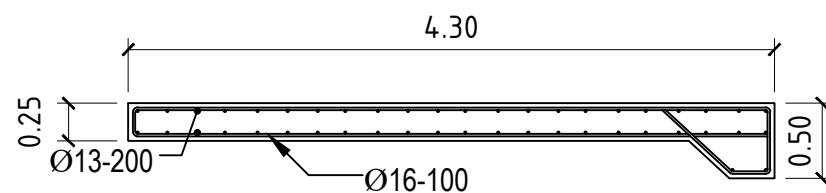
NAMA GAMBAR

PENULANGAN ABUTMENT 1

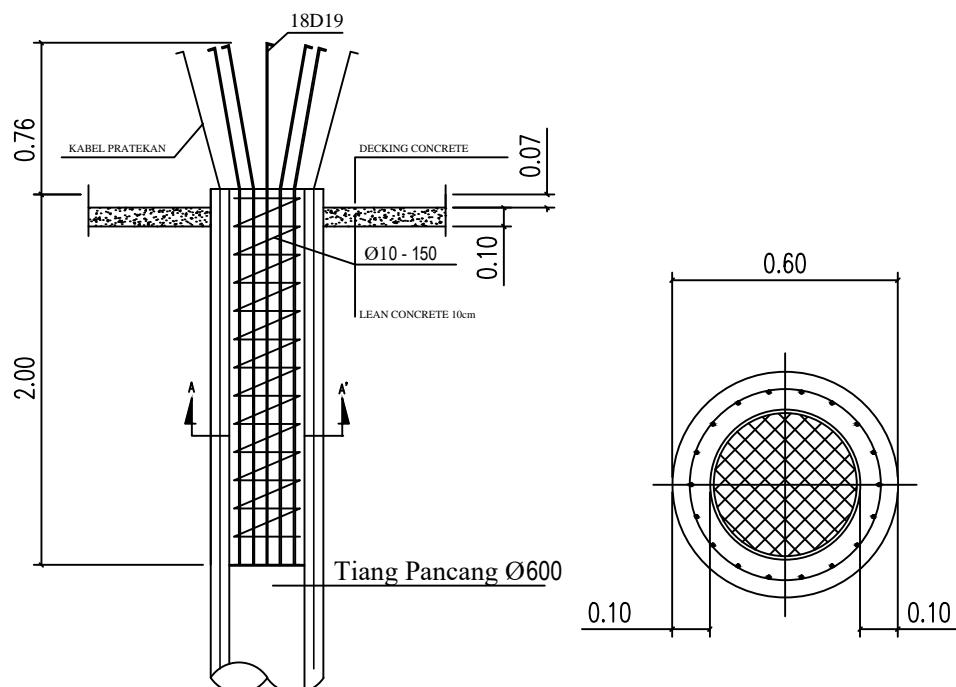
KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

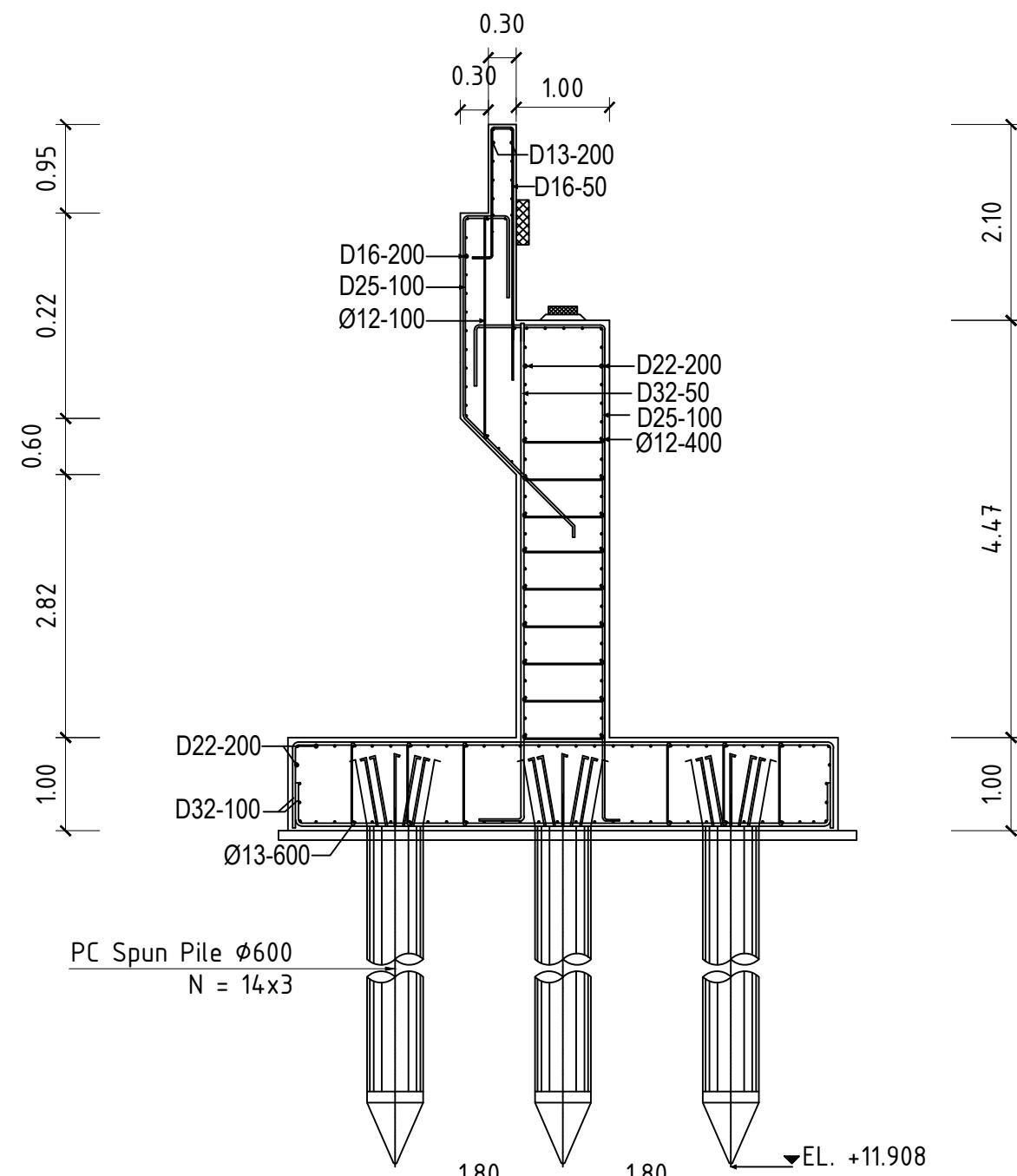
1:500 **12**



DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK
SCALE 1:50



DETAIL PENULANGAN PANCANG
SCALE 1:100



PENULANGAN ABUTMENT 1
SCALE 1:70



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENSIONAL**

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

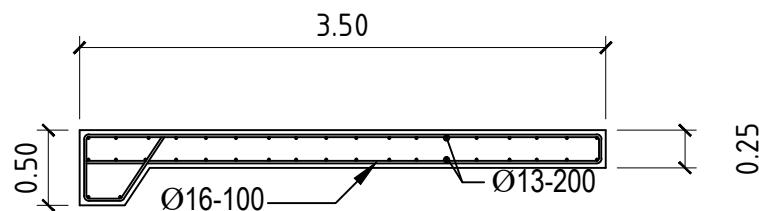
NAMA GAMBAR

PENULANGAN ABUTMENT 2

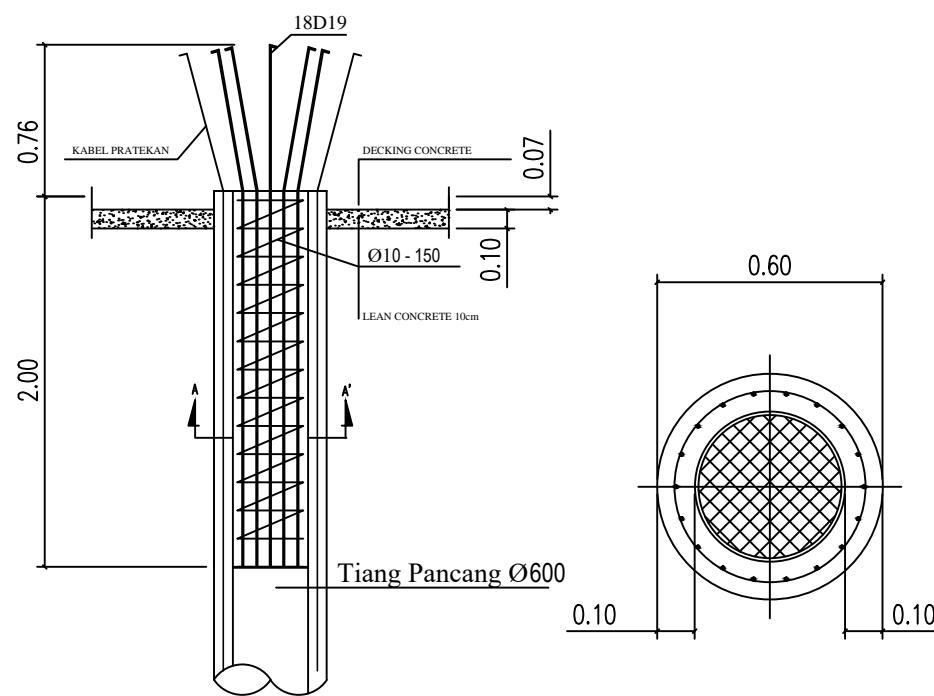
KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO GAMBAR

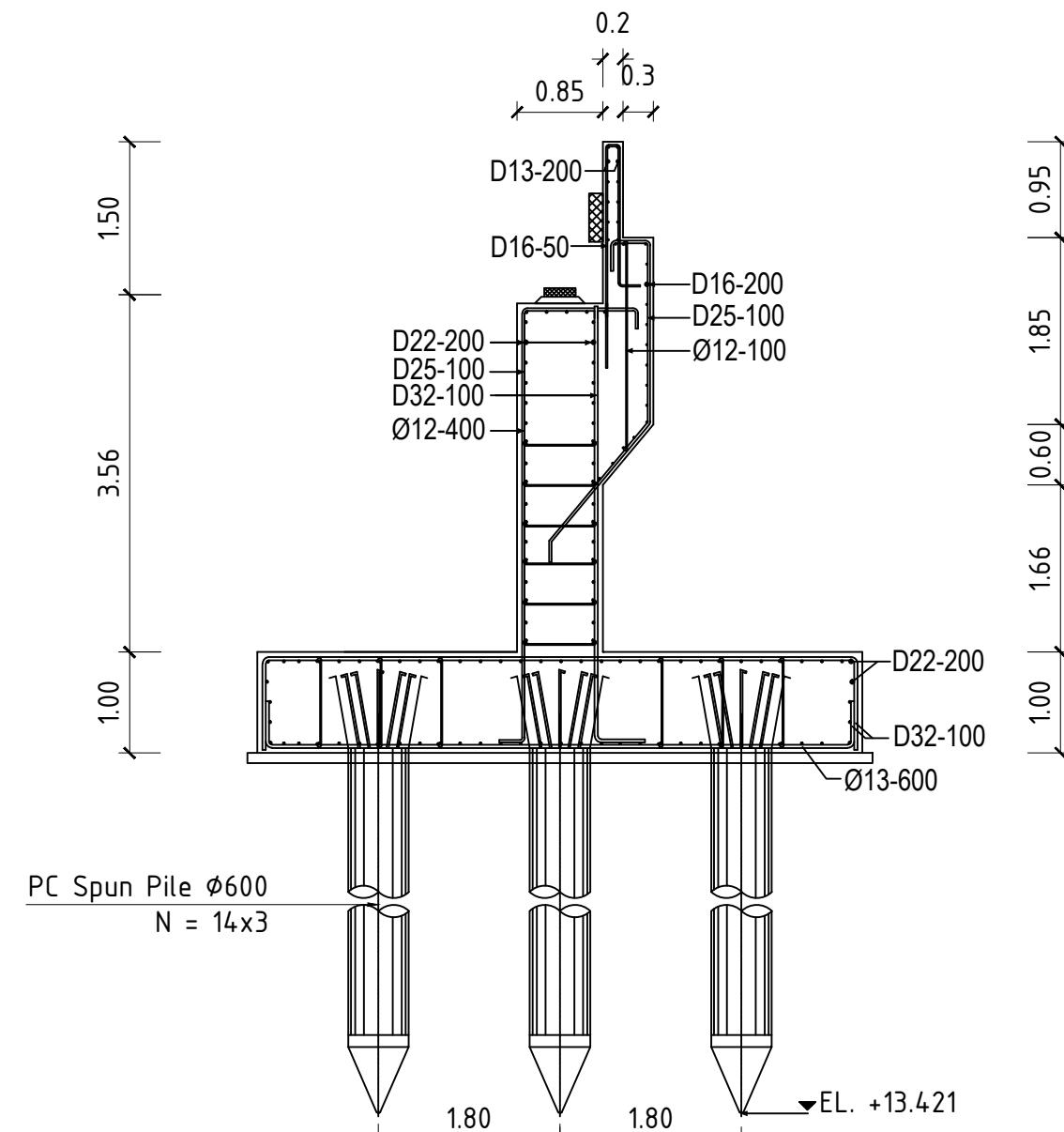
1:500 | 13



DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK
SCALE 1:50



DETAIL PENULANGAN PANCANG
SCALE 1:100



PENULANGAN ABUTMENT 2
SCALE 1:70



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

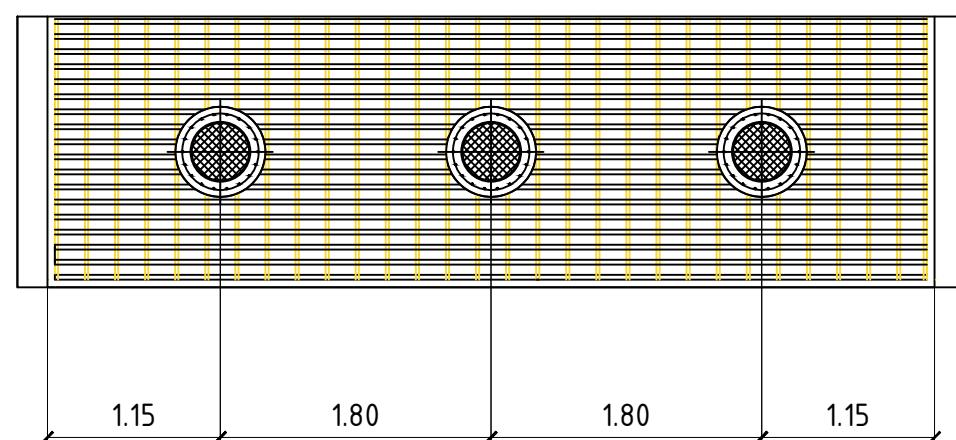
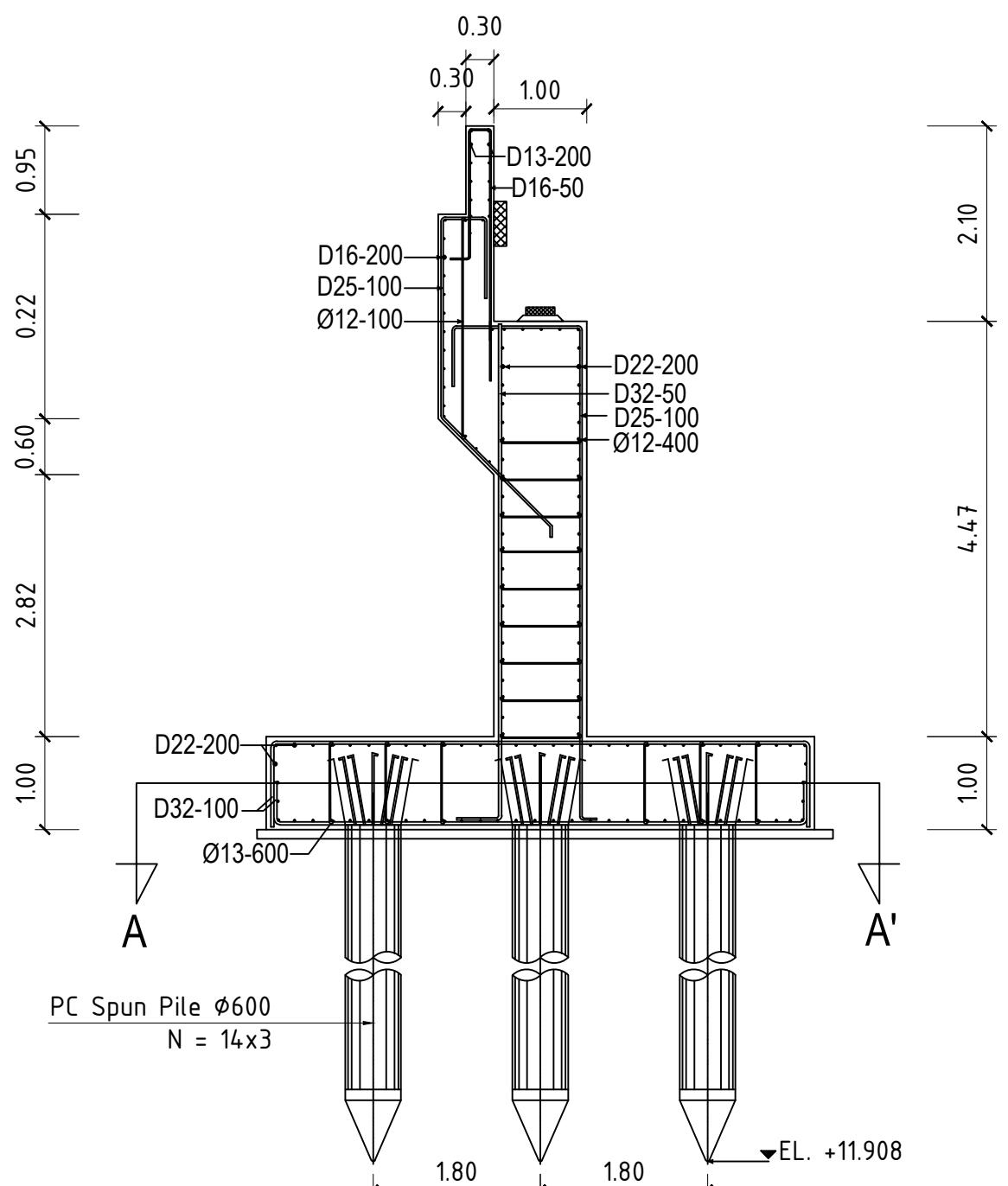
NAMA GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP
ABUTMENT 1

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:70
1:50





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

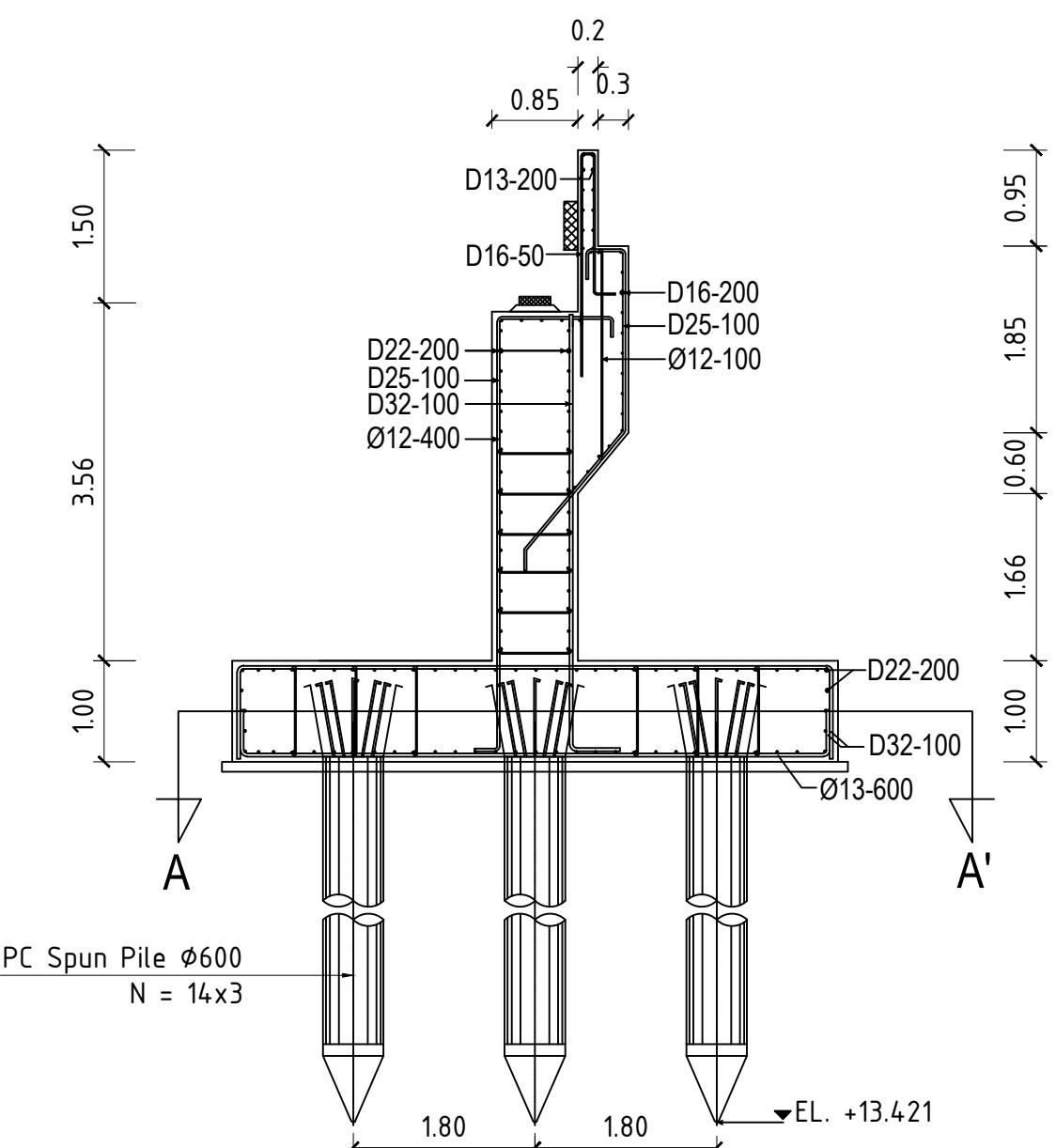
NAMA GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP
ABUTMENT 2

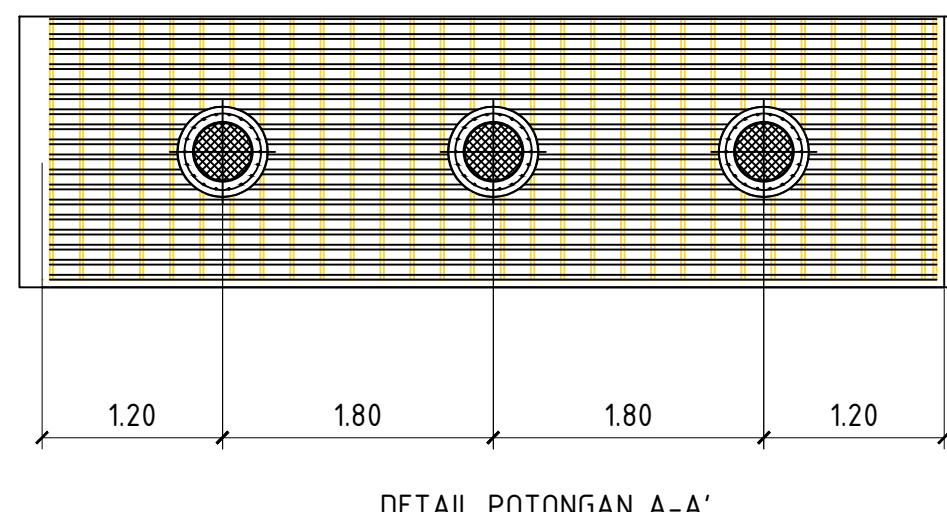
KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:70
1:50 15



PENULANGAN ABUTMENT 2
SCALE 1:70





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

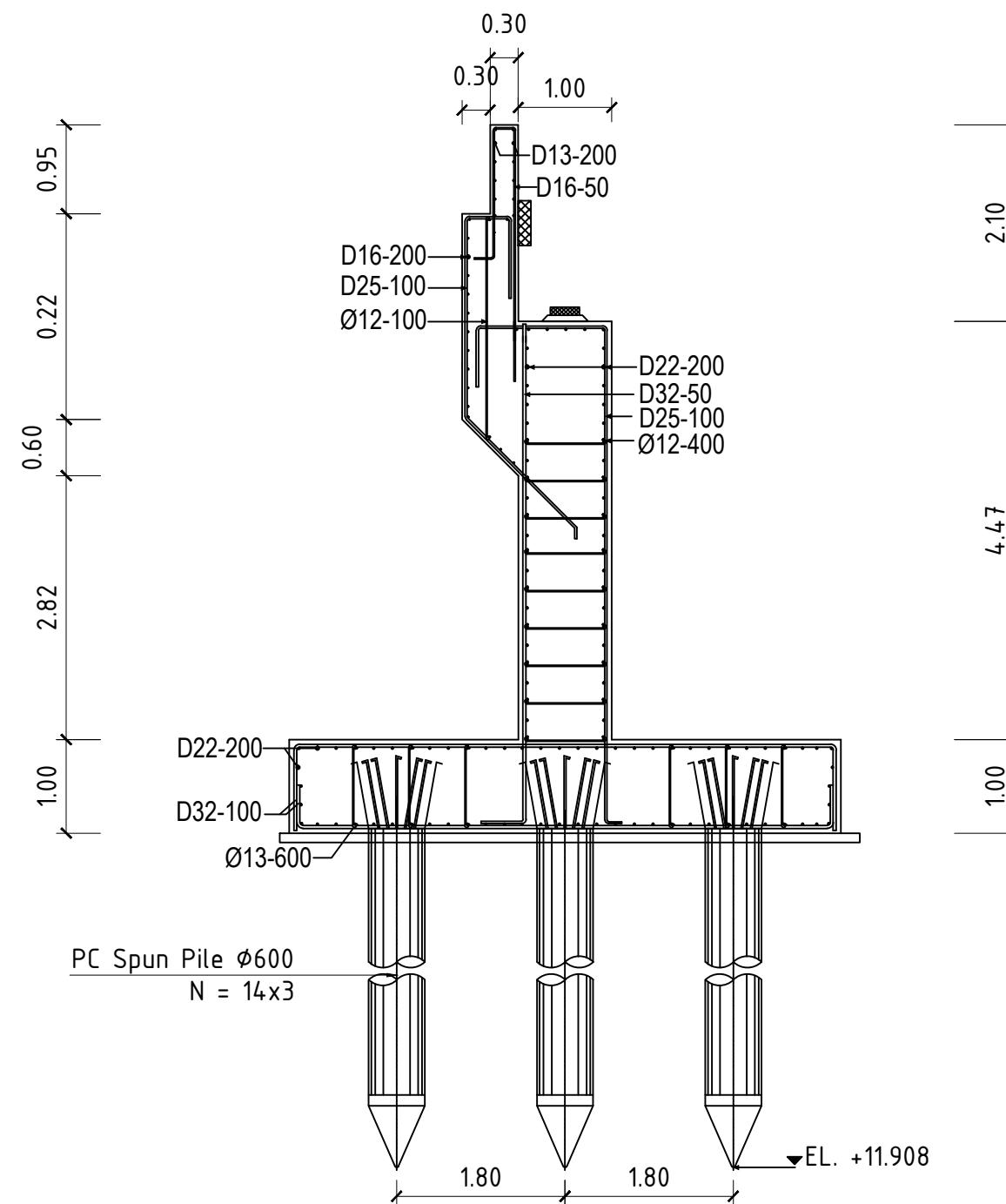
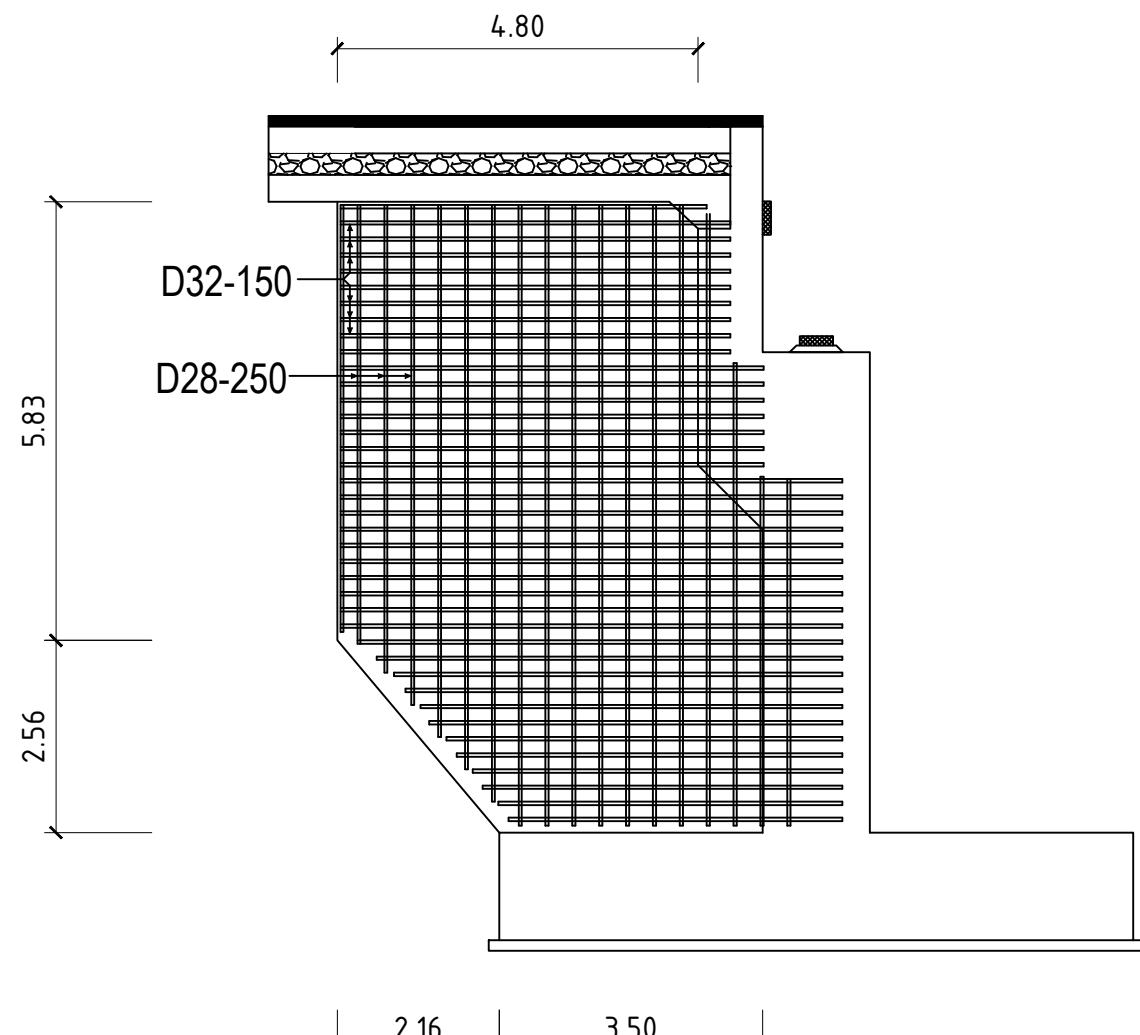
NAMA GAMBAR

PENULANGAN WING WALL
ABUTMENT 1

KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:70 **16**





ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

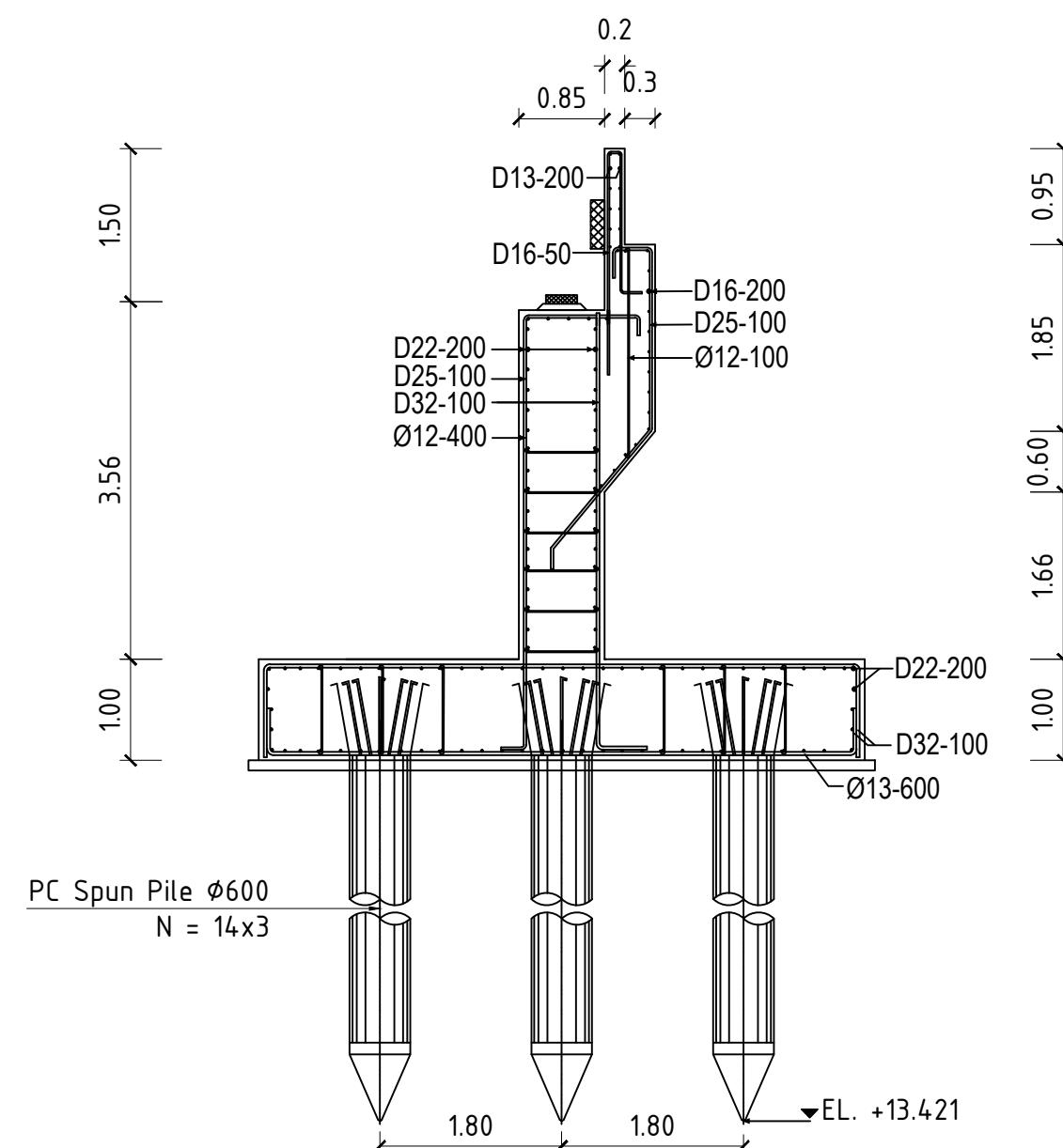
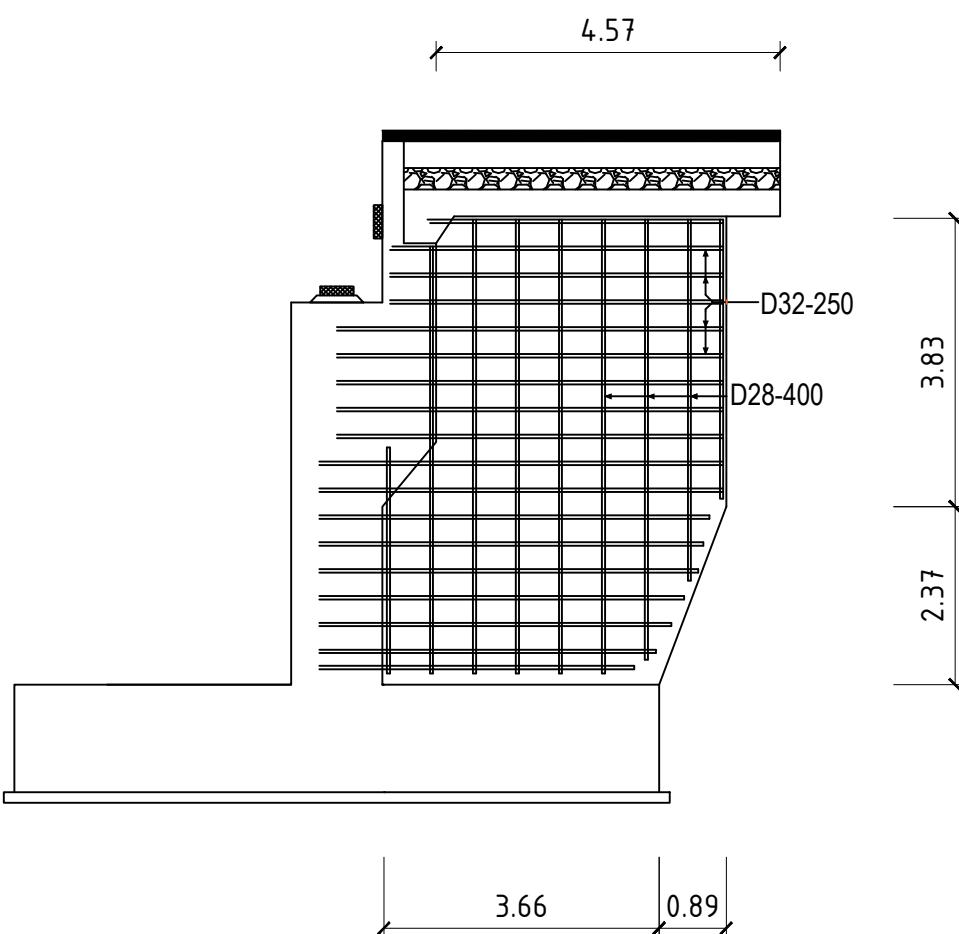
Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

PENULANGAN WING WALL
ABUTMENT 2

KETERANGAN GAMBAR



SKALA **NO. GAMBAR**

1:70 **17**



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

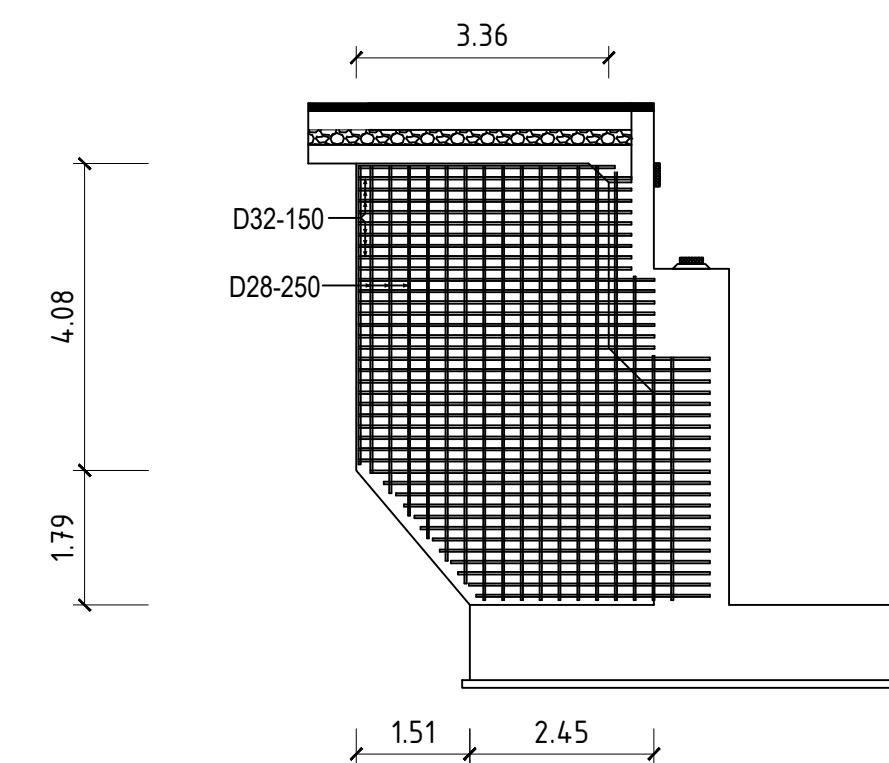
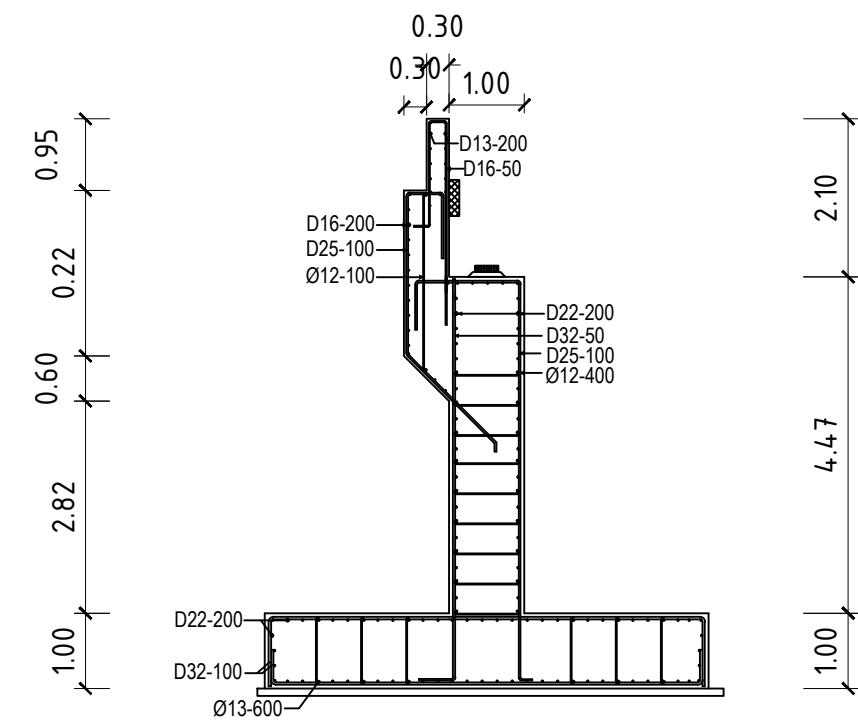
Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

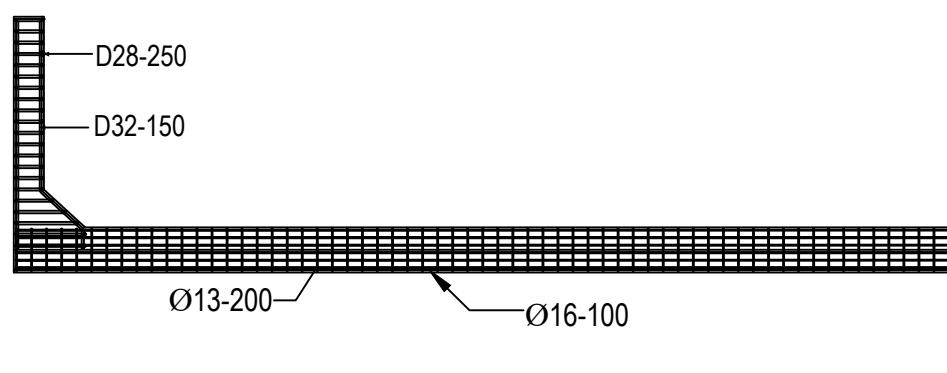
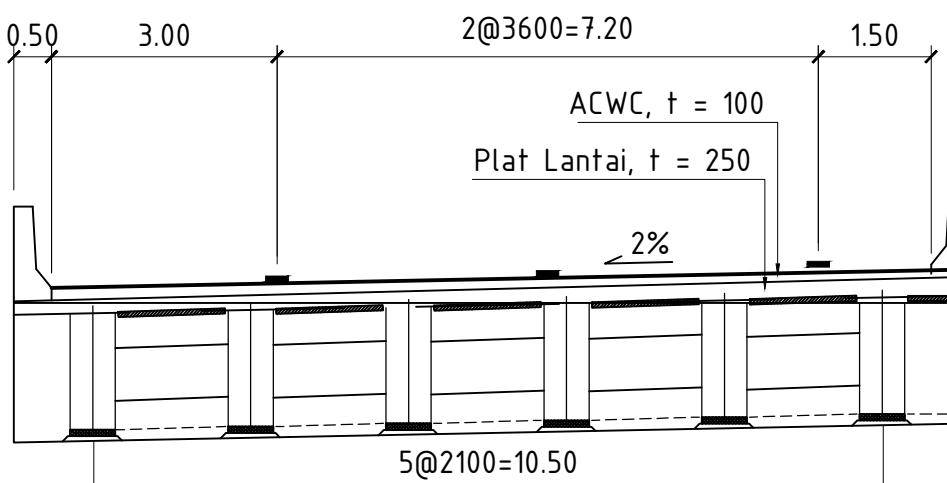
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN WING
WALL ABUTMENT 1

KETERANGAN GAMBAR



PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 1
SCALE 1:100



PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 1
(TAMPAK ATAS)
SCALE 1:100

SKALA	NO. GAMBAR
1:100	18



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

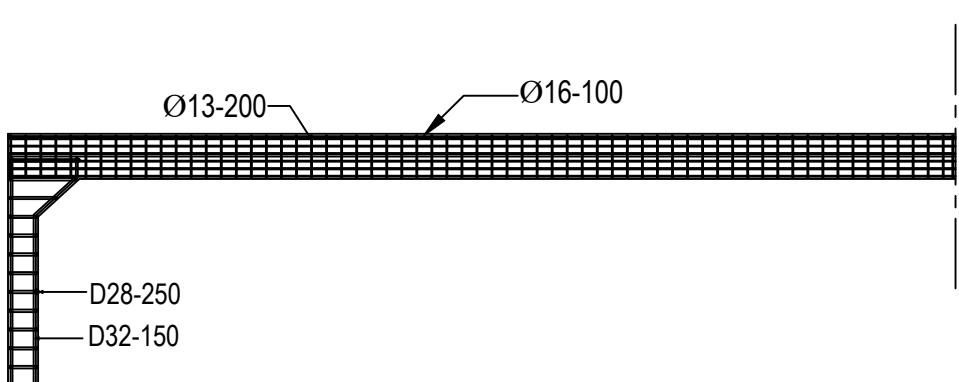
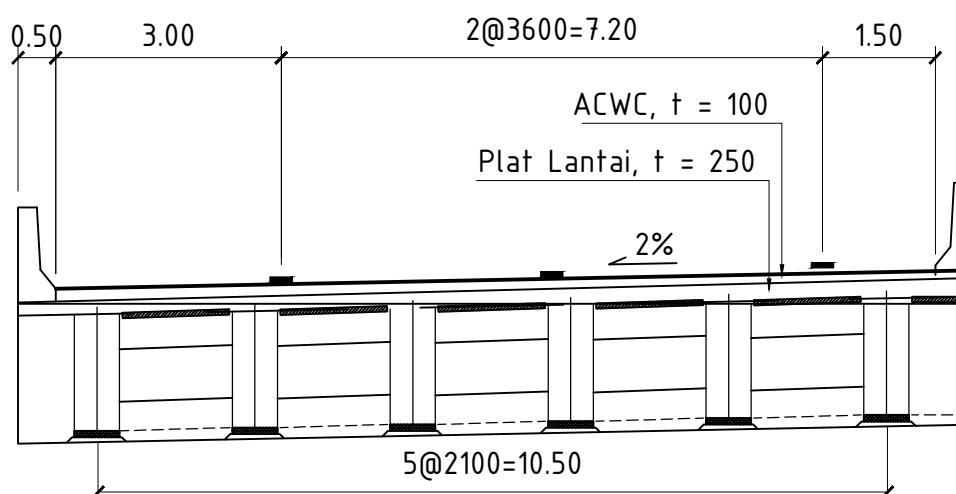
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN WING
WALL ABUTMENT 2

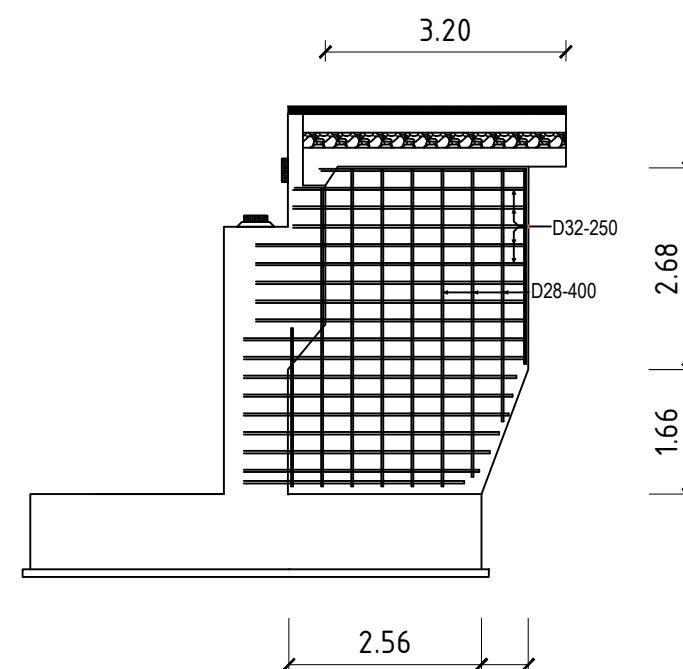
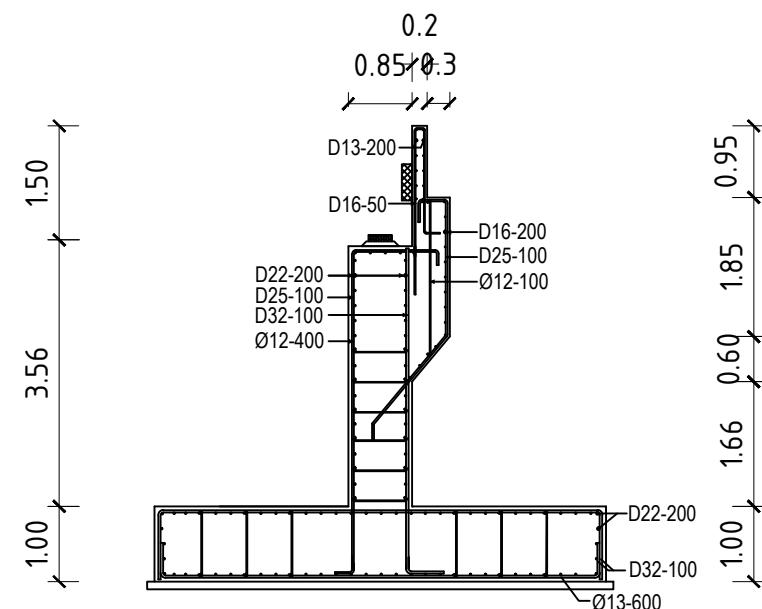
KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:100 **19**



PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 2
(TAMPAK ATAS)
SCALE 1:100



PENULANGAN WING WALL ABUTMENT 2
SCALE 1:100



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENSIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

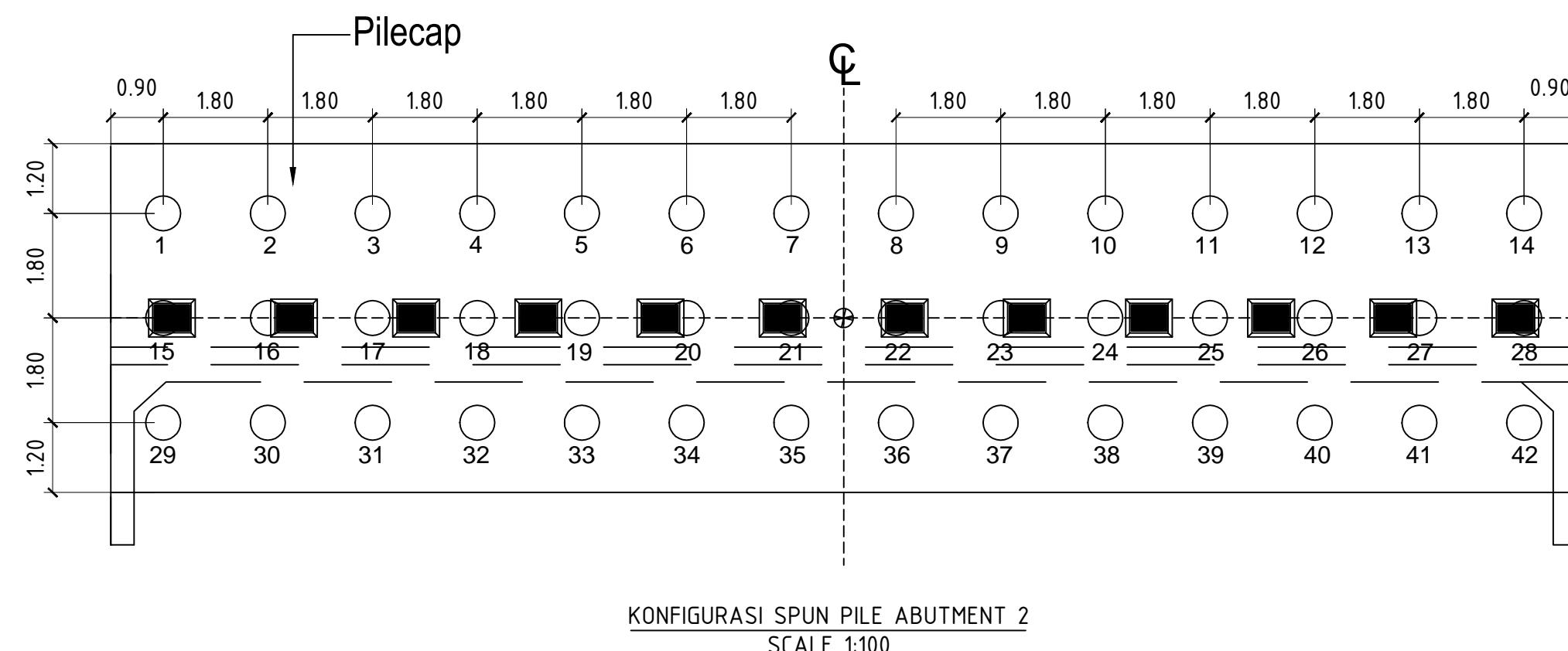
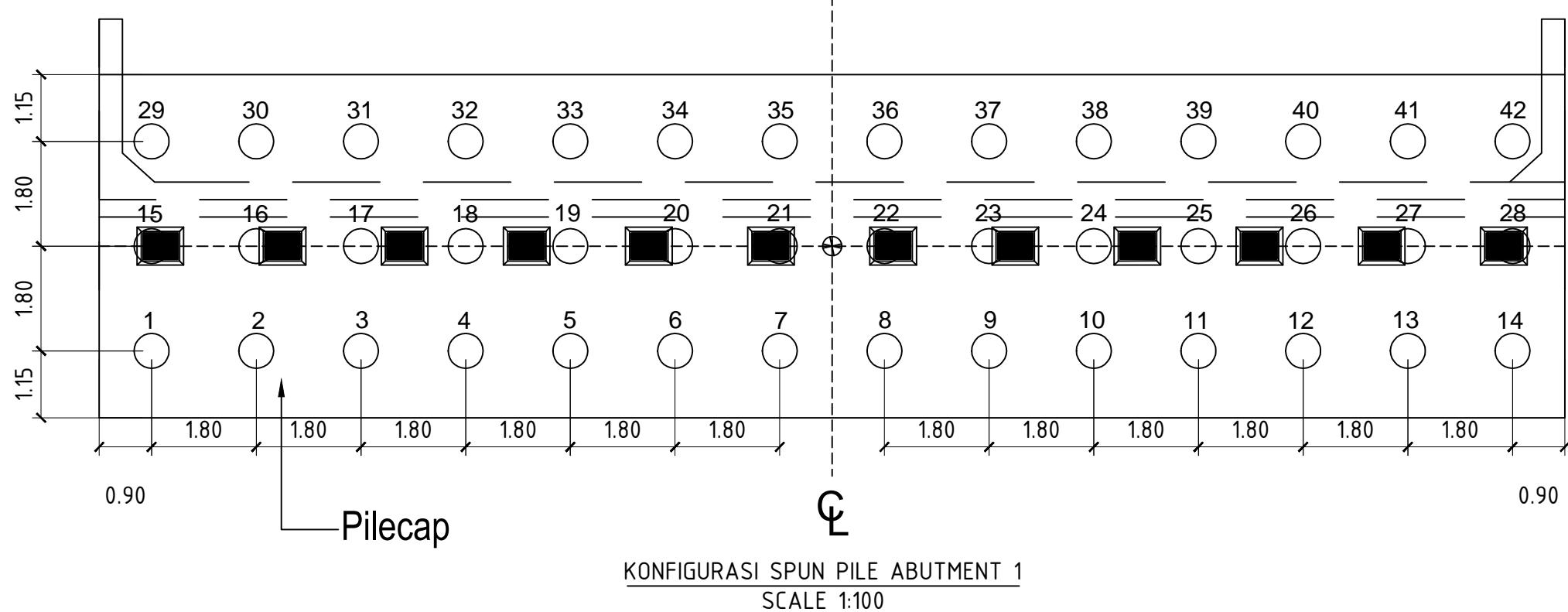
NAMA GAMBAR

KONFIGURASI SPUN PILE
ABUTMENT

KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:100 **20**



DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
 NIP. 19550319 1984003 1001

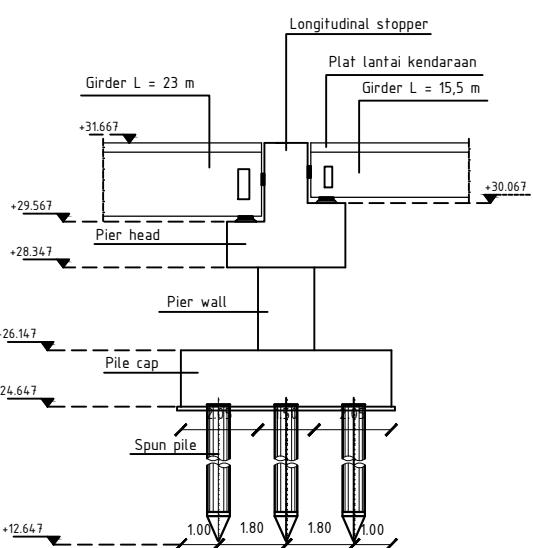
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN KALI LANANG
 STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
 TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
 - MANYAR SEKSI I, GRESIK,
 JAWA TIMUR
 DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
 BETON KONVENTIONAL

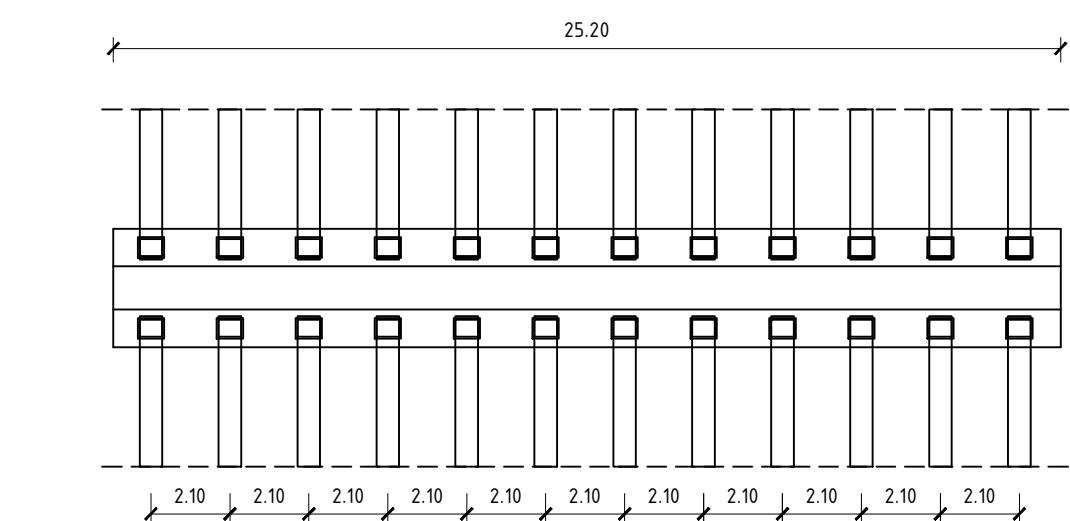
NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
 Ramadhan
 NRP. 10111500000102

Putri Indriati
 NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR
TAMPAK STRUKTUR PILAR

TAMPAK DEPAN PILAR

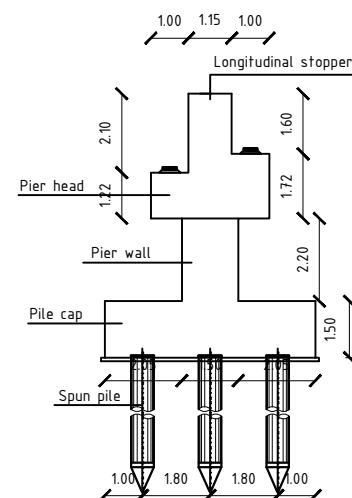
SCALE 1:200


TAMPAK ATAS PILAR

SCALE 1:200

TAMPAK SAMPING PILAR

SCALE 1:200


TAMPAK SAMPING PILAR

SCALE 1:200

SKALA NO. GAMBAR

1:200 21



ITS

Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

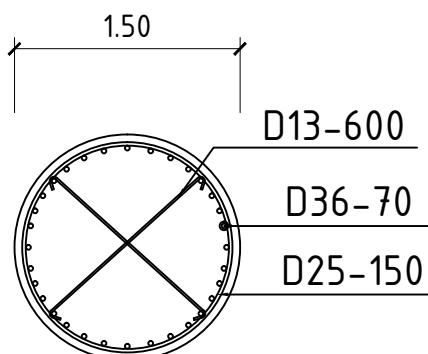
Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

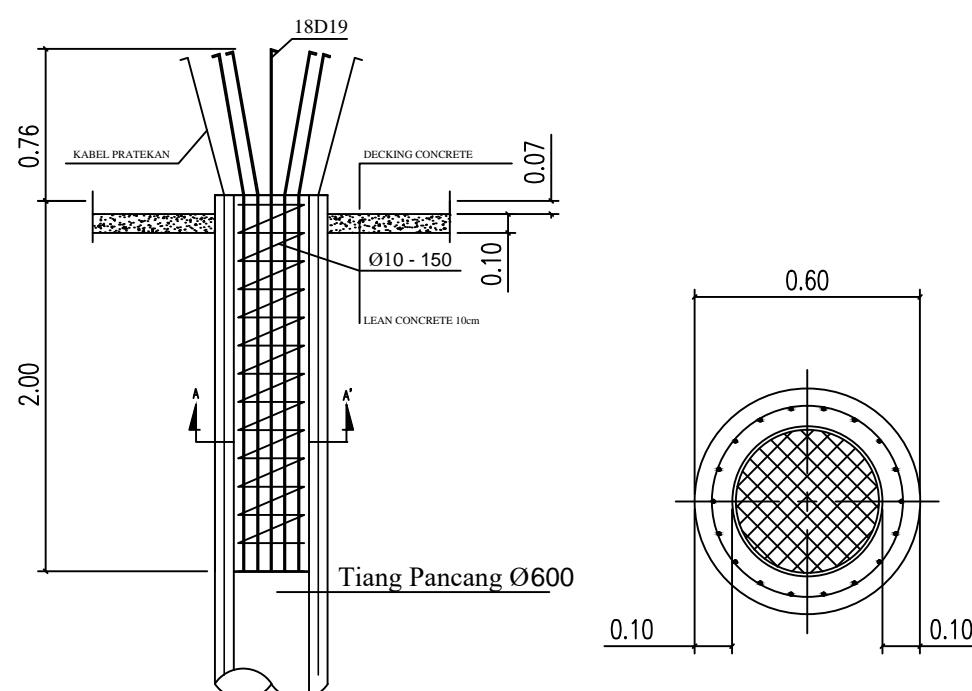
PENULANGAN PILAR

KETERANGAN GAMBAR

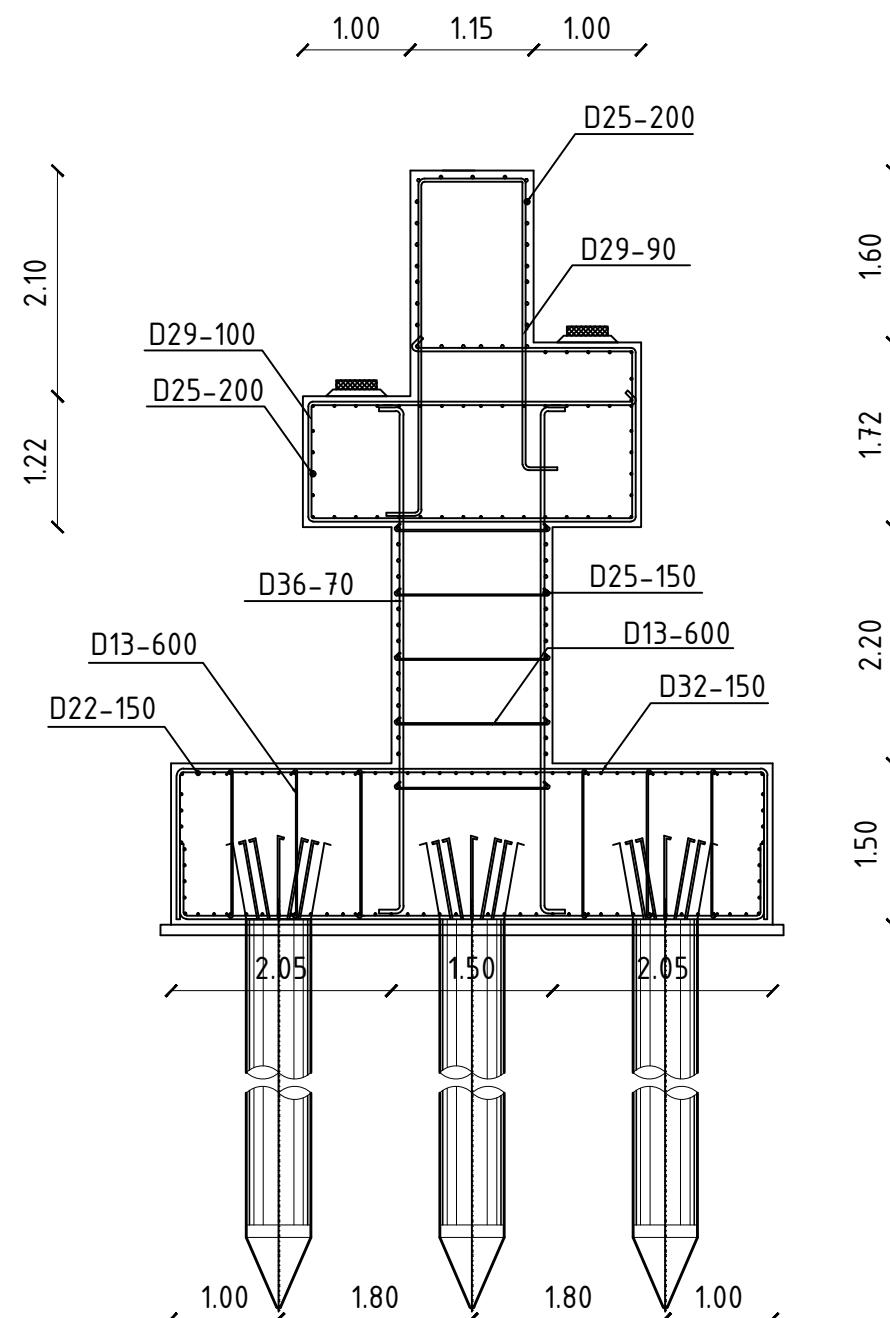
SKALA	NO. GAMBAR
1:100	
1:70	
1:50	22



DETAIL PENULANGAN PIER WALL
SCALE 1:50



DETAIL PENULANGAN PANCANG
SCALE 1:25



PENULANGAN PILAR
SCALE 1:70



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

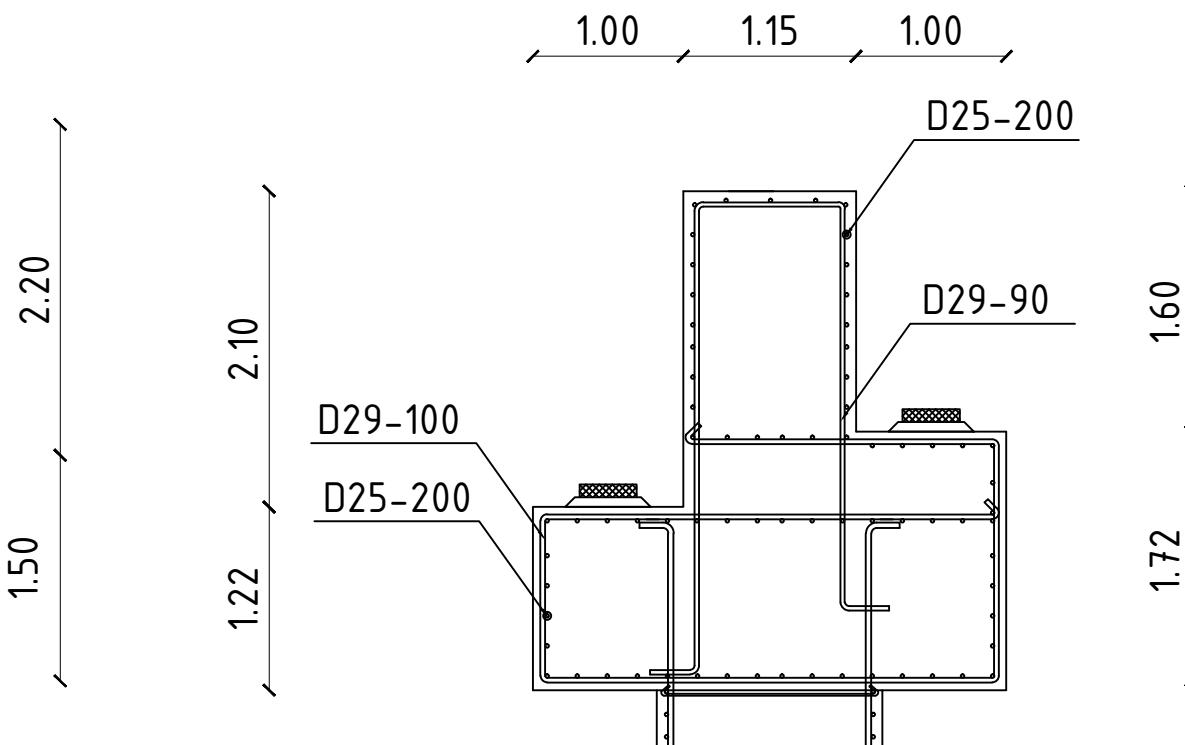
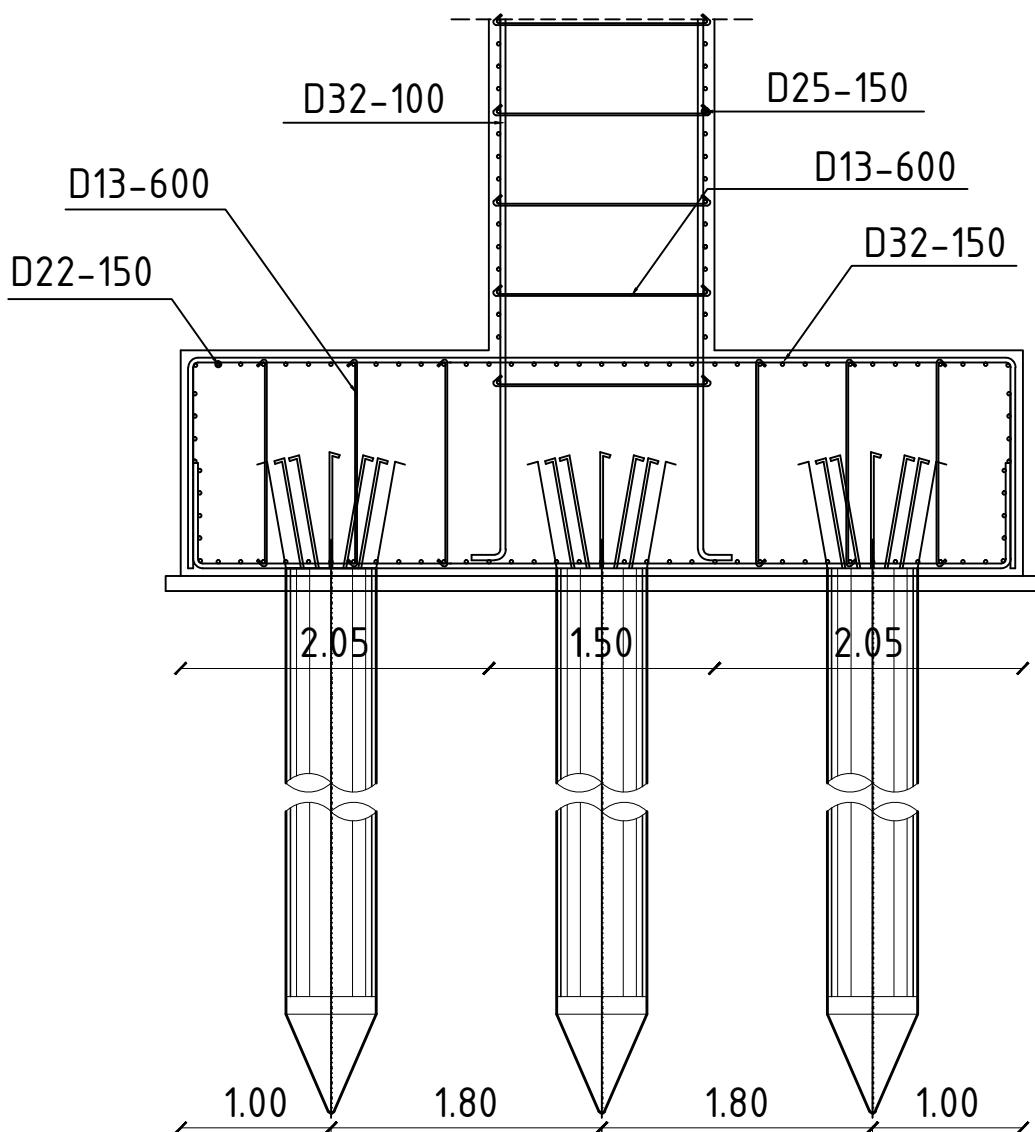
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PILAR

KETERANGAN GAMBAR

SKALA **NO. GAMBAR**

1:50 **23**



DETAIL PENULANGAN PILAR

SCALE 1:50

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

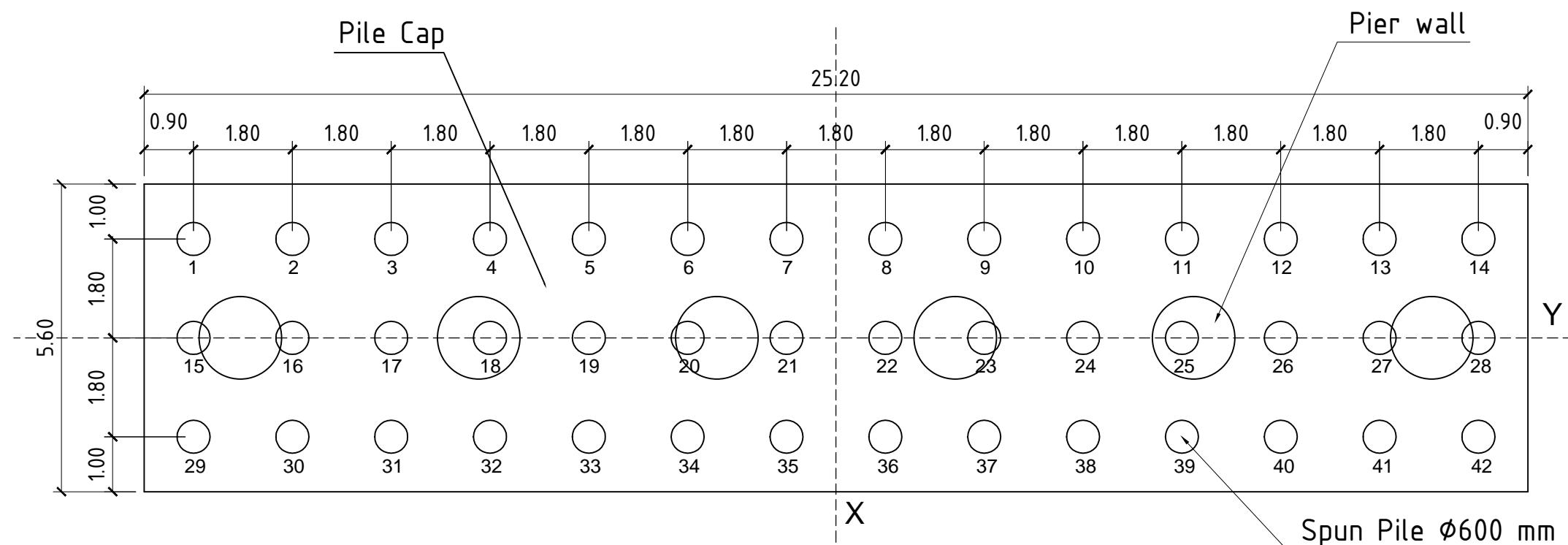
NAMA GAMBAR

KONFIGURASI SPUN PILE PILAR

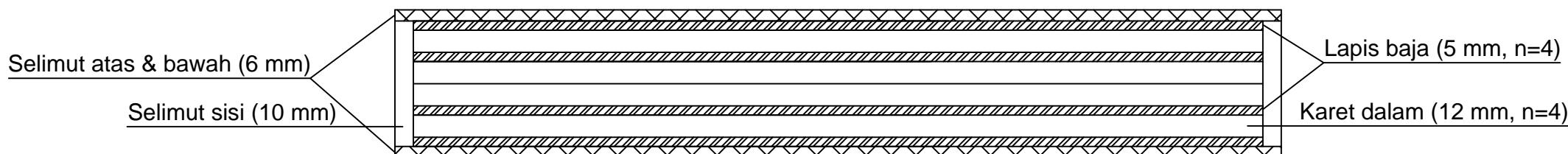
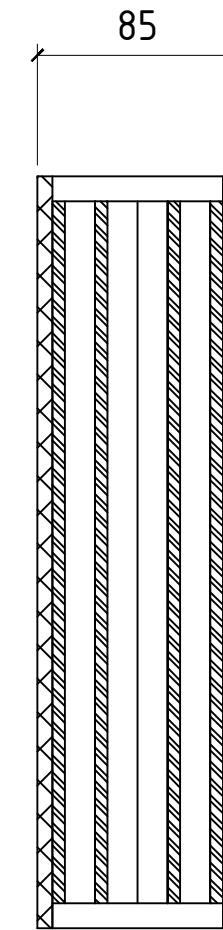
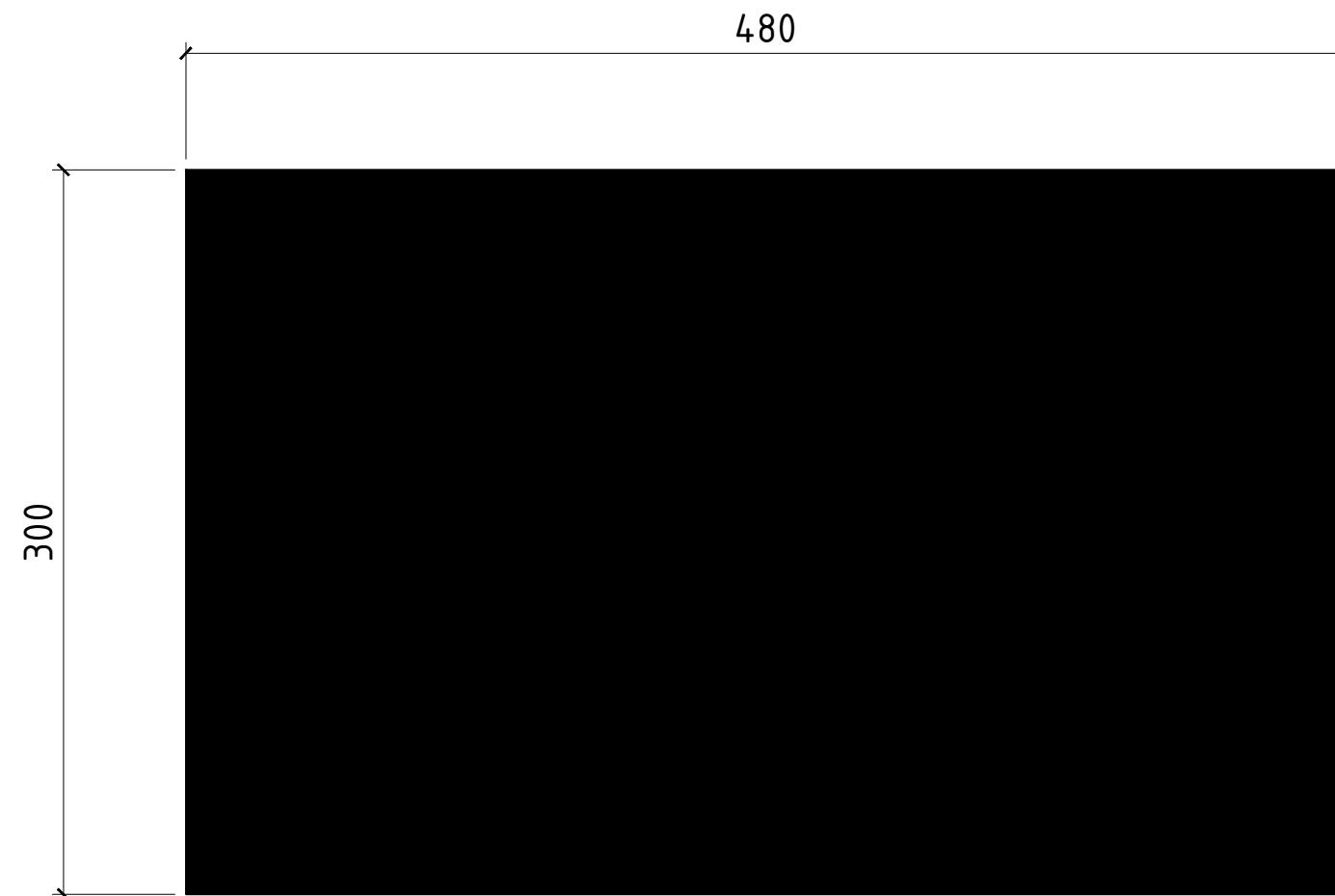
KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:100 24



KONFIGURASI SPUN PILE PILAR
SCALE 1:100



DETAIL ELASTOMER

SCALE 1:30

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Chomaedhi, CES., Geo
NIP. 19550319 1984003 1001

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN KALI LANANG
STA 5+895 PADA PROYEK JALAN
TOL KRIAN - LEGUNDI - BUNDER
- MANYAR SEKSI I, GRESIK,
JAWA TIMUR
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
BETON KONVENTIONAL

NAMA MAHASISWA

Mochammad Trimanda
Ramadhan
NRP. 10111500000102

Putri Indriati
NRP. 10111500000148

NAMA GAMBAR

DETAIL ELASTOMER

KETERANGAN GAMBAR

SKALA NO. GAMBAR

1:30 25