



TUGAS AKHIR (RC09-1380)

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR VIADUK
KERETA API KERTAJAYA DENGAN SISTEM PELAT
BERONGGA PRATEKAN MENERUS**

**SONIA ROSMA EFIANITA BORU SIREGAR
3110 100 126**

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Ir. Djoko Irawan MS.

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2014**



TUGAS AKHIR (RC09-1380)

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR VIADUK
KERETA API KERTAJAYA DENGAN SISTEM PELAT
BERONGGA PRATEKAN MENERUS**

SONIA ROSMA EFIANITA BORU SIREGAR

3110 100 126

Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

Ir. Djoko Irawan MS.

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2014



FINAL PROJECT (RC09-1380)

ALTERNATIVE PLANNING OF KERTAJAYA VIADUCTS RAIL SYSTEM STRUCTURE WITH CONTINUOUS PRESTRSSED HOLLOW SLAB

SONIA ROSMA EFIANITA BORU SIREGAR

3110 100 126

Academic Supervisors

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

Ir. Djoko Irawan MS.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2014



FINAL PROJECT (RC09-1380)

**ALTERNATIVE PLANNING OF KERTAJAYA
VIADUCTS RAIL SYSTEM STRUCTURE WITH
CONTINUOUS PRESTRSSED HOLLOW SLAB**

SONIA ROSMA EFIANITA BORU SIREGAR

3110 100 126

Academic Supervisors

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

Ir. Djoko Irawan MS.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2014

ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR VIADUK KERETA API KERTAJAYA DENGAN SISTEM PELAT BERONGGA PRATEKAN MENERUS

Nama Mahasiswa : Sonia Rosma E. BR. S.
NRP : 3110100126
Jurusan : Teknik Sipil
Dosen Pembimbing : -Prof.Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
-Ir. Djoko Irawan MS.

ABSTRAK

Prasarana kereta api meliputi jalan rel dan viaduk kereta api di Indonesia sampai saat ini masih cukup banyak dan merupakan peninggalan Belanda (Hatta Rajasa 2007). Salah satunya adalah kota Surabaya. Terdapat beberapa viaduk kereta api yang tersebar di Kota Surabaya, salah satunya yaitu viaduk kereta api Kertajaya.

Viaduk kereta api Kertajaya telah dibangun pada zaman Belanda. Viaduk kereta api Kertajaya terdiri dari dua konstruksi jembatan identik yang berjajar untuk melintaskan dua jalur kereta api di atasnya (double track). Berdasarkan survey lapangan di lokasi viaduk, masing-masing jembatan mempunyai lebar 4,5 m. Dengan bentang total 20,2 m, konstruksi viaduk kereta api ini memiliki tiga bentang. Masing-masing 3,2 m di kiri dan kanan dan 11,6 m di tengah bentang. Semua komponen struktur viaduk tersebut menggunakan struktur beton bertulang. Dengan bentang terpanjang yaitu 11,6 meter, tinggi konstruksi viaduk tersebut mencapai 1,8 meter.

Konstruksi viaduk kereta api Kertajaya yang besar mengakibatkan beberapa masalah bagi kelancaran lalu lintas pada Jalan Kertajaya. Permasalahan ini menjadi sebuah

pekerjaan rumah bagi Kota Surabaya yang harus dapat dicari solusinya.

Maka, perencanaan ulang struktur Viaduk Kereta Api Kertajaya akan dilakukan pada tugas akhir ini. Viaduk kereta api ini akan direncanakan menggunakan struktur pelat berongga pratekan menerus. Penggunaan pelat berongga pratekan memiliki beberapa kelebihan antara lain ketinggian struktur yang lebih rendah dan berat sendiri yang lebih ringan sehingga dapat mengurangi beban struktur tersebut. Struktur pelat berongga pratekan ini memiliki bentuk yang simetris, sehingga dapat dianalisis sebagai sebuah balok pratekan. Struktur balok pratekan menerus (continuous beam). Desain continuous beam ini dinilai efektif karena akan menghasilkan dimensi balok dan lendutan yang lebih kecil dibandingkan tipe simple beam (Lin dan Burn, 1982).

Dalam tugas akhir ini, peraturan yang digunakan adalah RSNI T-12-2004 dan Standar Teknis Kereta Api untuk Beton dan Pondasi tahun 2006. Hasil dari perencanaan ulang ini adalah gambar akhir rencana struktur pelat berongga pratekan menerus.

Kata Kunci: Pelat Berongga Pratekan, Balok Menerus

ALTERNATIVE PLANNING OF KERTAJAYA VIADUCTS RAIL SYSTEM STRUCTURE WITH CONTINUOUS PRESTRSSED HOLLOW SLAB

Name of Student : Sonia Rosma E.BR. S.
NRP : 3110100126
Department : Civil Engineering
Supervisor : -Prof.Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
-Ir. Djoko Irawan MS.

ABSTRACT

Railway infrastructure including roads and rail railway viaducts in Indonesia is still quite a lot and is a Dutch heritage (Hatta Rajasa 2007). One is the city of Surabaya. There are some scattered railway viaducts in the city of Surabaya, one of which Kertajaya railway viaducts.

Kertajaya railway viaducts have been built in the Dutch period. Kertajaya railway viaducts consisting of two identical bridge construction, lined for two railway lines on it (double track). Based on field surveys at the site of viaducts, each bridge has a width of 4.5 m. With a total span of 20.2 m, the construction of this railway viaducts has three spans. Each 3.2 m in the left and right and 11.6 m in the middle of the span. All components of the viaduct structure using reinforced concrete structures. The longest span is 11.6 meters, construction of viaducts height reached 1.8 meters.

Construction of railway viaducts Kertajaya great result in some problems for the smooth traffic on Jalan Kertajaya. This problem becomes a chore for the city of Surabaya to be able to find a solution.

Thus, re-planning structure Kertajaya Viaduk Railway will be made in this thesis. This railway viaducts will be planned using continuous prestressed hollow slab structure. The use of

prestressed hollow slab has several advantages such as lower structure height and lighter weight themselves so as to reduce the burden of these structures. This prestressed hollow slab structures have the symmetrical shape, so it can be analyzed as a prestressed beams. The structure of prestressed continuous beam. Design of continuous beam is considered effective because it will result in dimensional beam and deflections smaller than the type of simple beam (Lin and Burn, 1982).

In this undergraduate thesis, the rules used are RSNI T-12-2004 and Standar Teknis Kereta Api untuk Beton dan Pondasi year 2006. The results of this redesign is the final image prestressed hollow slab structure plan constantly.

Keywords: Hollow Prestressed Plates, Beams Continuous, Continuous Beam

**ALTERNATIF PERENCANAAN STRUKTUR
VIADUK KERETA API KERTAJAYA DENGAN
SISTEM PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

SONIA ROSMA EFIANITA BORU SIREGAR
NRP. 3110100126

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. **Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, D.E.A.**
(Pembimbing I)
2. **Ir. Djoko Irawan MS.**
(Pembimbing II)



SURABAYA, JULI 2014

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Alternatif Perencanaan Struktur Viaduk Kereta Api Kertajaya dengan Sistem Pelat Berongga Pratekan Menerus* ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Orang tua tercinta, khususnya mama atas segala dukungan dan doa yang telah diberikan.
2. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di Surabaya.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Ir. Djoko Irawan MS., sebagai dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
4. Keluarga 2010, yang memberikan semangat kepada penulis sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan, serta membantu mempersiapkan penulis menghadapi Sidang Tugas Akhir.
5. Serta seluruh pihak yang menyempatkan hadir pada Seminar Tugas Akhir penulis.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Juli 2014

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul

Lembar Pengesahan

| | |
|-----------------------------|------------|
| Abstrak | i |
| Abstract | iii |
| Kata Pengantar | v |
| Daftar Isi | vii |
| Daftar Gambar | xii |
| Daftar Tabel | xiv |

BAB I PENDAHULUAN 1

| | |
|---------------------------|---|
| 1.1 Latar Belakang | 1 |
| 1.2 Rumusan Masalah..... | 3 |
| 1.3 Tujuan Penulisan..... | 4 |
| 1.4 Batasan Masalah | 5 |
| 1.5 Manfaat | 5 |

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7

| | |
|---|----|
| 2.1 Pendahuluan | 7 |
| 2.2 Prinsip Dasar Beton Pratekan..... | 7 |
| 2.2.1 Sistem Prategang untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis | 7 |
| 2.2.2 Sistem Prategang untuk Baja Mutu Tinggi dan Beton..... | 9 |
| 2.2.3 Sistem Pratekan untuk Mencapai Perim- bangan Beton | 9 |
| 2.3 Metode Paratekan | 10 |
| 2.3.1 Pratarik..... | 10 |
| 2.3.2 Pascatarik..... | 10 |
| 2.4 Pembebanan Pada Beton Pratekan | 11 |
| 2.4.1 Tahap Awal..... | 11 |
| 2.4.2 Tahap Antara (<i>Intermediet</i>) | 11 |
| 2.4.3 Tahap Akhir | 12 |

| | |
|---|----|
| 2.5 Kehilangan Gaya Prategang | 12 |
| 2.5.1 Kehilangan Langsung | 12 |
| 2.5.2 Kehilangan Tak Langsung | 14 |
| 2.6 Lendutan Pada Balok Pratekan..... | 17 |
| 2.6.1 Lendutan ke Atas | 17 |
| 2.6.2 Lendutan ke Bawah | 18 |
| 2.7 Beton Pratekan Menerus (Statis Tak Tentu)..... | 18 |
| 2.8 Daerah Limit Kabel | 21 |
| 2.9 TeganganIjin Baja dan beton Pada Struktur Pratekan | 21 |
| 2.9.1 TeganganIjin Baja..... | 21 |
| 2.9.2 TeganganIjinBeton..... | 22 |
| 2.10 Analisa Penampang Balok Pratekan..... | 23 |
| 2.10.1 Tegangan pada Beton..... | 23 |
| 2.10.2 Momen Retak..... | 24 |
| 2.10.3 Momen Batas | 24 |
| 2.11 Pemilihan Struktur Jembatan..... | 25 |
| 2.12 Perencanaan Kolom Pendek | 26 |
| 2.12.1 Pembesaran momen untuk Kolom Tak Bergoyang | 27 |
| 2.12.2 Pembesaran momen untuk Kolom Bergoyang | 28 |
| 2.12.3 Beban Tekuk | 31 |
| 2.13 Perencanaan Pondasi | 32 |
| 2.13.1 Daya Dukung Tiang Pondasi (Philiphonat) | 32 |
| 2.13.2 Daya Dukung Kelompok Pondasi Dalam | 34 |
| 2.13.3 Repetisi Beban-Beban di Atas Tiang Kelompok | 35 |
| 2.14 Pembebanan Struktur Berdasarkan Peraturan Perkeretaapian..... | 36 |
| 2.14.1 Beban Mati..... | 36 |
| 2.14.2 Beban Hidup | 36 |
| 2.14.3 Beban Kejut | 37 |
| 2.14.4 Beban Longitudinal..... | 38 |
| 2.14.5 Beban Lateral..... | 38 |
| 2.14.6 Kombinasi Pembebanan | 39 |

| | |
|--|-----------|
| BAB 3. METODOLOGI | 41 |
| 3.1 Metodologi Penulisan Tugas Akhir..... | 41 |
| 3.1.1 Studi Lapangan | 44 |
| 3.1.2 Data Tanah..... | 44 |
| 3.1.3 Studi Pustaka | 45 |
| 3.1.4 Preliminary Desain Pelat Berongga Pratekan..... | 46 |
| 3.1.5 Analisa Pembebanan Struktur Utama..... | 46 |
| 3.1.6 Tahapan Perencanaan Struktur Utama..... | 47 |
| 3.1.7 Perencanaan Pondasi | 48 |
| 3.1.8 Gambar Desain Akhir..... | 48 |
| | |
| BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR ATAS..... | 49 |
| 4.1 Pendahuluan | 49 |
| 4.1.2 Data Perencanaan | 49 |
| 4.2 Data-data Bahan | 49 |
| 4.2.1 Beton | 49 |
| 4.2.2 Baja | 50 |
| 4.3 Tegangan Ijin Bahan | 50 |
| 4.3.1 Beton Prategang | 50 |
| 4.3.2 Baja Prategang | 51 |
| 4.4 Perencanaan Struktur Sekunder..... | 51 |
| 4.4.1. Dinding Penahan Tepi | 51 |
| 4.4.2 Perhitungan Diafragma..... | 53 |
| 4.5 Perencanaan Struktur Utama | 56 |
| 4.5.1 Pre-eliminary Desain | 56 |
| 4.5.2 Karakteristik Gelagar Utama | 58 |
| 4.6 Analisa Pembebanan | 61 |
| 4.6.1 Beban Gravitasi..... | 61 |
| 4.6.2 Beban Longitudinal..... | 64 |
| 4.6.3 Beban Lateral | 65 |
| 4.6.4 Kombinasi Pembebanan Perencanaan Balok..... | 65 |
| 4.6.5 Perhitungan Momen dan Gaya Dalam Balok | 67 |

| | |
|---|------------|
| 4.7 Analisa Gaya Prategang..... | 76 |
| 4.7.1 Perencanaan Gaya Prategang awal (F_0) | 76 |
| 4.8 Analisa Pengaruh Prategang | 86 |
| 4.8.1 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Langsung | 87 |
| 4.8.2 Perhitungan kehilangan gaya prategang berdasarkan fungsi waktu | 91 |
| 4.8.3 Perhitungan kehilangan gaya prategang total | 93 |
| 4.9 Perencanaan Tendon Pratekan..... | 99 |
| 4.9.1 Perencanaan Jumlah Kabel | 99 |
| 4.9.2 Perencanaan Tata Letak Kabel..... | 100 |
| 4.10 Kontrol Momen Batas dan Momen Retak..... | 101 |
| 4.11 Kontrol Lendutan..... | 106 |
| 4.12 Perencanaan Tulangan Geser..... | 108 |
| 4.12.1 Penulangan Geser | 111 |
| BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA BANGUNAN BAWAH | 117 |
| 5.1 Perencanaan Perletakan | 117 |
| 5.1.1 Penentuan Beban dan Gerakan Terburuk | 117 |
| 5.1.2 Pemilihan Perletakan | 120 |
| 5.2 Analisa Beban Gempa..... | 121 |
| 5.3 Perencanaan Pier | 122 |
| 5.3.1 Perencanaan Kolom Pier | 124 |
| 5.3.1.1. Penulangan longitudinal kolom..... | 125 |
| 5.3.1.2. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom..... | 126 |
| 5.3.1.3. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Dasar Terhadap Beban Aksial Terfaktor | 127 |
| 5.3.1.4 Penulangan geser kolom | 128 |
| 5.3.2 Perencanaan Pier Head | 129 |
| 5.3.2.1 Penulangan lentur pier head..... | 129 |
| 5.3.2.2 Penulangan geser pier head..... | 130 |
| BAB VI PERENCANAAN PONDASI..... | 133 |
| 6.1 Data Perencanaan Pondasi..... | 133 |

| | |
|---|------------|
| 6.2 Daya Dukung Tiang Pondasi (Philiponat) | 133 |
| 6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok | 141 |
| 6.4 Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok | 143 |
| 6.5 Perencanaan Poer | 145 |
| 6.5.1 Kontrol Geser Pons Pada Poer | 146 |
| 6.5 Penulangan Poer | 148 |
| BAB VII METODE PELAKSANAAN..... | 153 |
| 7.1 Data Perencanaan | 153 |
| 7.2 Pekerjaan Erection Balok | 153 |
| BAB VIII PENUTUP | 157 |
| 8.1 Kesimpulan..... | 157 |
| 8.2 Saran..... | 157 |

Daftar Pustaka

Lampiran-lampiran

- Gambar Desain Viaduk Kereta Api Kertajaya
- Data Tanah

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

| Tabel | Judul | Halaman |
|--------------|--|----------------|
| Tabel 2.1 | Koefisien Gesekan Untuk Tendon Pascatarik | 13 |
| Tabel 2.2 | Nilai Ksh Untuk Komponen Pasca Tarik | 15 |
| Tabel 2.3 | Nilai-nilai Kre dan J | 16 |
| Tabel 2.4 | Nilai-nilai C | 17 |
| Tabel 2.5 | Koefisien α_p | 33 |
| Tabel 2.6 | Koefisien α_s | 33 |
| Tabel 2.7 | Koefisien α_f | 34 |
| Tabel 2.8 | Berat Jenis Bahan | 36 |
| Tabel 2.9 | Rencana Muatan 1921 | 37 |
| Tabel 4.1 | berat jenis bahan | 61 |
| Tabel 4.2 | Gaya Geser dan Momen pada Balok pada analisa balok sederhana | 67 |
| Tabel 4.3 | Gaya Geser dan Momen pada Balok pada analisa balok menerus | 68 |
| Tabel 4.4 | Perencanaan letak tendon pada balok sederhana | 79 |
| Tabel 4.5 | Perencanaan letak tendon pada balok menerus | 80 |
| Tabel 4.6 | Letak C-line | 82 |
| Tabel 4.7 | Batas Lendutan | 106 |
| Tabel 4.8 | Perhitungan tulangan geser | 114 |
| Tabel 5.1 | Pu, Geser, dan Mu akibat beban kombinasi pada kolom | 123 |
| Tabel 6.1 | Koefisien α_s | 134 |
| Tabel 6.2 | Koefisien α_f | 135 |
| Tabel 6.3 | Perhitungan daya dukung 1 piang pancang | 137 |

| | | |
|-----------|---------------------------|-----|
| Tabel 6.4 | Perhitungan jarak pondasi | 144 |
| Tabel 6.5 | Perhitungan beban pondasi | 145 |

DAFTAR GAMBAR

| Gambar | Judul | Halaman |
|---------------|--|----------------|
| Gambar 2.1 | Distribusi Tegangan Penampang Beton Pratekan | 8 |
| Gambar 2.2 | Balok Prategang dengan Tendon Parabola | 9 |
| Gambar 2.3 | Perpindahan garis tekan gaya prategang akibat momen sekunder pada struktur menerus | 19 |
| Gambar 2.4 | Menentukan perpindahan garis tangkap gaya prategang akibat momen sekunder | 21 |
| Gambar 2.5 | Faktor efektif kolom | 29 |
| Gambar 2.6 | Beban Lateral Kereta | 39 |
| Gambar 3.1 | Flowchart Perencanaan Jembatan (1) | 41 |
| Gambar 3.2 | Flowchart Perencanaan Jembatan (2) | 42 |
| Gambar 3.3 | Flowchart Perencanaan Jembatan (3) | 43 |
| Gambar 3.4 | Flowchart Pelaksanaan Jembatan | 50 |
| Gambar 4.1 | Penahan Tepi Viaduk | 52 |
| Gambar 4.2 | Perencanaan Diafragma | 53 |
| Gambar 4.3 | Potongan Melintang Jembatan | 57 |
| Gambar 4.4 | Perencanaan Potongan Melintang Gelagar daerah Lapangan | 58 |
| Gambar 4.5 | Perencanaan Potongan Melintang Gelagar di Ujung | 60 |
| Gambar 4.6 | Lebar distribusi beban | 63 |

| | | |
|-------------|-------------------------------------|-----|
| Gambar 4.7 | Struktur Menerus Jembatan | 76 |
| Gambar 4.8 | Beban ekivalen akibat F | 81 |
| Gambar 4.9 | Perpindahan Letak C-line | 83 |
| Gambar 4.10 | Letak tendon | 100 |
| Gambar 4.11 | Batas Letak tendon | 101 |
| Gambar 4.12 | Retak akibat tegangan geser | 108 |
| Gambar 5.1 | Elastomeric Bearing Pad | 120 |
| Gambar 5.1 | Dimensi Pier | 123 |
| Gambar 5.1 | Output diagram PCACol | 126 |
| Gambar 5.1 | Output rasio tulangan PCACol | 127 |
| Gambar 6.1 | Perencanaan kelompok pondasi | 142 |
| Gambar 6.2 | Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi | 144 |
| Gambar 6.3 | Perencanaan poer dan pondasi | 148 |

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Viaduk merupakan sebuah jembatan yang terdiri dari kolom atau tiang yang berjarak pendek. Kata viaduk berasal dari Bahasa Latin yang artinya melalui jalan atau menuju sesuatu arah. Menurut kegunaannya, terdapat dua jenis viaduk yaitu viaduk jalan raya dan viaduk kereta api. Viaduk jalan raya dibuat untuk melintaskan kendaraan bermotor di atasnya. Sedangkan viaduk kereta api digunakan untuk melintaskan kereta api.

Prasarana kereta api meliputi jalan rel dan viaduk kereta api di Indonesia sampai saat ini masih cukup banyak dan merupakan peninggalan Belanda (Hatta Rajasa, 2007). Salah satunya adalah kota Surabaya. Terdapat beberapa viaduk kereta api yang tersebar di Kota Surabaya, salah satunya yaitu viaduk kereta api Kertajaya.

Viaduk kereta api Kertajaya telah dibangun pada zaman Belanda. Viaduk kereta api Kertajaya terdiri dari dua konstruksi jembatan identik yang berjajar untuk melintaskan dua jalur kereta api di atasnya (*double track*). Berdasarkan survei lapangan di lokasi viaduk, masing-masing jembatan mempunyai lebar 4,5 m. Dengan bentang total 20,3 m, konstruksi viaduk kereta api ini memiliki tiga bentang. Masing masing 3,2 m di kiri dan kanan dan 11,6 m di tengah bentang. Semua komponen struktur viaduk tersebut menggunakan struktur beton bertulang. Dengan bentang terpanjang yaitu 11,6 meter, tinggi balok viaduk tersebut mencapai 1,8 meter.

Konstruksi viaduk kereta api Kertajaya yang besar mengakibatkan beberapa masalah bagi kelancaran lalu lintas pada Jalan Kertajaya. Permasalahan pertama, layout Jalan Kertajaya menjadi berbentuk seperti leher botol. Jalan Kertajaya memiliki dua jalur dan satu median yang memiliki bentang total 35 m. Dua

jalur kendaraan pada Jalan Kertajaya masing-masing sebesar 10,5 m yang terdiri dari tiga lajur akan menyempit saat memasuki viaduk. Hal ini disebabkan terdapat dua kolom utama viaduk yang berukuran cukup besar yaitu selebar 1,15 meter pada bagian bawah dan 1,8 meter pada bagian atas. Selain itu terdapat abutmen di kiri kanan viaduk yang menjorok ke Jalan Kertajaya. Akibatnya hal ini akan membuat penumpukan kendaraan di sekitar viaduk kereta api Kertajaya dan akan berakibat kemacetan yang panjang pada jalan Kertajaya pada jam puncak.

Permasalahan kedua, viaduk kereta api Kertajaya memiliki tinggi konstruksi yang cukup tinggi menyebabkan ruang bebas kendaraan yang melintas di bawah viaduk berkurang. Apalagi, seiring dengan berjalannya waktu, selisih antara permukaan tanah dengan atap jembatan semakin lama semakin berkurang. Viaduk kereta api Kertajaya memiliki tinggi sekitar 4 m di bagian tengah, sedangkan pada bagian tepi setinggi 2,5 m. Akibatnya, tidak semua jenis kendaraan leluasa berlalu lalang di kawasan viaduk. Apabila dilakukan pengerukan lantai dasar viaduk atau aspal sekitar 50 cm, maka kawasan tersebut rawan banjir.

Permasalahan tersebut di atas menjadi sebuah pekerjaan rumah bagi Kota Surabaya yang harus dapat dicari solusinya. Alternatif perencanaan ulang struktur Viaduk Kereta Api Kertajaya akan dilakukan pada tugas akhir ini. Viaduk kereta api ini akan direncanakan menggunakan struktur pelat berongga pratekan menerus. Struktur pelat berongga pratekan ini memiliki bentuk yang simetris, sehingga dapat dianalisis sebagai sebuah balok pratekan. Penggunaan pelat berongga pratekan memiliki beberapa kelebihan antara lain ketinggian struktur yang lebih rendah dan berat sendiri yang lebih ringan sehingga dapat mengurangi beban struktur tersebut. Selain itu, sebagai beton pratekan, memiliki prinsip dasar yaitu memberikan tegangan internal dengan besar dan distribusi tertentu sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (Lin dan Burn 1996).

Tipe struktur beton pratekan juga dibedakan menjadi struktur balok partekan sederhana (*simple beam*) dan struktur balok pratekan menerus (*continuous beam*). Desain *simple beam* ini dinilai kurang efektif karena akan menghasilkan dimensi balok dan lendutan yang lebih besar dibandingkan tipe *continuous beam* (Lin dan Burn, 1982). Oleh karena itu, viaduk kereta api Kertajaya ini direncanakan menggunakan struktur beton pratekan menerus.

Pada tugas akhir ini, viaduk kereta api Kertajaya direncanakan menggunakan struktur pelat berongga pratekan yang dibuat secara pracetak. Hal ini dikarenakan beton pracetak memiliki beberapa keunggulan, antara lain dapat mengurangi biaya pemakaian bekisting, dan yang terpenting adalah dapat mereduksi durasi pelaksanaan proyek, karena padatnya jadwal lalu lintas kereta api yang melintas di atas viaduk. Sehingga diperlukan waktu yang sesingkat mungkin untuk melaksanakan pembangunan viaduk dengan struktur pelat berongga ini.

Viaduk ini akan direncanakan dengan bentang bersih 35 m yang terdiri dari dua bentang, masing-masing 17 meter. Ketinggian struktur pelat berongga direncanakan $\frac{1}{24}$ dari bentang jembatan, yakni 80 cm. Pemodelan struktur pelat berongga pratekan untuk viaduk kereta api ini menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan utama yang akan dibahas dalam tugas akhir ini adalah :

- Bagaimana merencanakan Viaduk Kereta Api Kertajaya dengan menggunakan struktur pelat berongga pratekan menerus?

Detail permasalahannya ialah sebagai berikut :

- Bagaimana merancang preliminary desain struktur pelat berongga pratekan menerus untuk viaduk kereta api Kertajaya?

- Bagaimana pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan perkeretaapian di Indonesia?
- Bagaimana proses perhitungan struktur pelat berongga pratekan menerus sesuai dengan gambarrencana?
- Bagaimana merencanakan kolom dan bangunan bawah yang sesuai dengan struktur pelat berongga pratekan menerus untuk viaduk kereta api Kertajaya?
- Bagaimana menuangkan hasil desain dan analisa dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Tujuan Penulisan

Tujuan utama yang hendak dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah :

- Mampu merencanakan ulang Viaduk Kereta Api Kertajaya dengan menggunakan struktur pelat berongga pratekan menerus

Detail tujuan yang hendak dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah :

- Mampu merancang preliminary desain struktur pelat berongga pratekan menerus untuk viaduk kereta api Kertajaya.
- Mampu pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan perkeretaapian di Indonesia.
- Mampu melakukan proses perhitungan struktur pelat berongga pratekan menerus sesuai dengan perencanaan.
- Mampu merencanakan pilar dan bangunan bawah yang sesuai dengan struktur pelat berongga pratekan menerus untuk viaduk kereta api Kertajaya.
- Mampu menuangkan hasil desain dan analisa dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

- Perencanaan dan perhitungan pembebanan struktur berdasarkan Standar Teknis Kereta Api untuk Struktur Beton dan Pondasi tahun 2006.
- Perencanaan struktur meliputi struktur atas dan bawah.
- Perencanaan bangunan bawah hanya meliputi pilar tengah.
- Tidak menghitung analisa pekerjaan rel dan geometri rel.
- Tidak membahas metode pelaksanaan secara detail.
- Tidak melakukan analisa dari segi biaya dan waktu.

1.5 Manfaat

Manfaat yang didapatkan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

- Mendapatkan hasil desain jembatan yang efisien dan mudah dilaksanakan di lapangan
- Mendapatkan hasil desain jembatan yang nyaman bagi pengguna jalan raya maupun kereta api yang melintas di atas viaduk kereta api Kertajaya.
- Penulis mendapatkan ilmu baru dalam perencanaan ulang viaduk kereta api Kertajaya dengan pelat berongga pratekan menerus.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pendahuluan

Dalam perkembangan material struktur, sangat diperlukan suatu bahan bangunan yang tahan terhadap tekanan dan tarikan ketika menerima beban lentur. Beton merupakan material yang kuat pada kondisi tekan tetapi lemah pada kondisi tarik, dimana kuat tariknya bervariasi dari 8 sampai 14 % dari kuat tekannya (Nawy,2000). Sementara baja merupakan bahan yang kuat terhadap tarikan. Kedua bahan tersebut dikombinasikan oleh struktur beton bertulang. Namun dalam perkembangannya, terdapat ketidakcocokan (*non compatibility*) dalam regangan-regangan baja dan beton yang menyebabkan timbulnya retak-retak awal pada beton bertulang. Oleh karena itu pada abad ke-18, dikembangkan suatu bahan struktural baru yang disebut beton pratekan

Pada tahun 1904, Freyssinet mencoba memasukkan gaya-gaya yang bekerja secara permanen pada beton untuk melawan gaya-gaya elastik yang ditimbulkan oleh beban dan gagasan ini kemudian telah dikembangkan dengan sebutan “pratekan”.

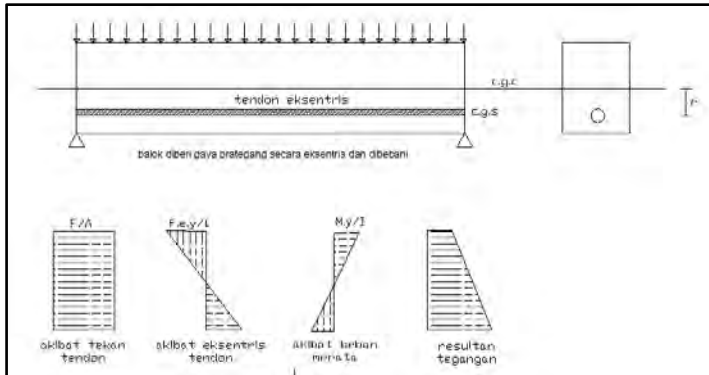
2.2. Prinsip Dasar Beton Pratekan

Menurut T.Y. Lin dan Burns (1996), ada tiga prinsip dasar beton pratekan yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton pratekan.

2.2.1. Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis dan merupakan pendapat yang umum dari para insinyur. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian rupa sehingga

bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini lahirah kriteria *,tidak ada tegangan tarik* pada beton. Gambar berikut menunjukkan analisa tegangan pada penampang beton.



Gambar2.1 Distribusi tegangan sepanjang penampang beton pratekan

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (2-1)$$

dengan

- f = tegangan
- A= luas penampang
- F= gaya pratekan
- e = eksentrisitas
- y = jarak dari sumbu melalui titik berat
- M= momen akibat beban

2.2.2. Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dan Beton

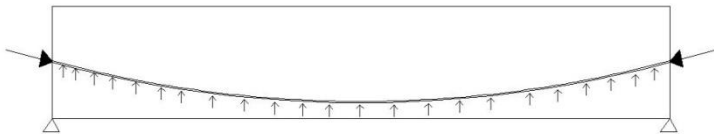
Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton

menahan tekan. Dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen. Konsep ini mendasari metode perancangan kuat batas dan juga dipakai pada keadaan elastis. Dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal.

2.2.3. Sistem Pratekan untuk Mencapai Perimbangan Beton

Konsep ini menggunakan pratekan sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada balok. Penerapan dari konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya pada beton sepanjang bentang

Pada keseluruhan desain struktur beton pratekan, pengaruh dari pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga bentang yang mengalami lentur seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Ini memungkinkan transformasi dari batang lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung dan sangat menyederhanakan persoalan baik dalam desain maupun analisis struktur.



Gambar 2.2 Balok pratekan dengan tendon parabola

$$w_b = \frac{8Fh}{L^2} \quad (2-2)$$

Dimana :

F = gaya pratekan

L = panjang bentang

h = tinggi parabola

2.3. Metode Pratekan

Untuk memberikan tekanan pada beton pratekan dilakukan sebelum atau setelah beton dicetak/dicor. Kedua kondisi tersebut membedakan sistem pratekan, yaitu *Pre-Tension* (pratarik) dan *Post-Tension* (pascatarik).

2.3.1. Pratarik

Pada cara ini, tendon pertama-tama ditarik dan diangkur pada abutmen tetap. Beton dicor pada cetakan yang sudah disediakan dengan melingkupi tendon yang sudah ditarik tersebut. Jika kekuatan beton sudah mencapai yang disyaratkan maka tendon dipotong atau angkurnya dilepas. Pada saat baja yang ditarik berusaha untuk berkontraksi, beton akan tertekan. Pada cara ini tidak digunakan selongsong tendon.

2.3.2. Pascatarik

Dengan cara yang sudah disediakan, beton di cor disekeliling selongsong (*ducts*). Posisi selongsong diatur sesuai dengan bidang momen dari struktur. Biasanya baja tendon tetap berada didalam selongsong selama pengecoran. Jika beton sudah mencapai kekuatan tertentu, tendon ditarik. Tendon bisa ditarik disatu sisi dan sisi yang lain diangkur. Atau tendon ditarik di dua sisi dan diangkur secara bersamaan. Beton menjadi tertekan setelah pengankuran.

2.4. Pembebanan Pada Beton Pratekan

Menurut Lin dan Burns(1996) pada struktur beton pratekan, terdapat tahap-tahap pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapnya :

2.4.1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya pratekan, beton cukup lemah dalam memikul beban, oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.
- b. Pada saat diberi gaya pratekan, merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali, tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan tendon.
- c. Pada saat peralihan gaya pratekan, untuk komponen pratarik peralihan gaya pratekan dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen – komponen struktur pasca tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya pratekan pada tendon – tendon dialihkan ke beton satu per satu.

2.4.2. Tahap antara (*intermediate*)

Tahapan selama pengangkutan dan pengangkatan. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen struktur telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen – komponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

2.4.3. Tahap Akhir

a. Beban yang bekerja tetap (*Sustained Load*)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur pratekan akibat beban tetap yang sesungguhnya sering kali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dari rangkaian akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

b. Beban Kerja.

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan.

c. Beban Retak

Retak pada komponen beton pratekan berarti perubahan yang mendadak pada tegangan rekat dan tegangan geser.

d. Beban batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak selalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban, karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya.

2.5. Kehilangan Gaya Pratekan

Gaya pratekan efektif (gaya pratekan rencana) adalah gaya pratekan awal pada baja dikurangi semua kehilangan gaya pratekan. Kehilangan gaya pratekan yang terjadi adalah :

2.5.1. Kehilangan langsung (*Immediately Loss*) , yaitu kehilangan gaya pratekan yang terjadi setelah peralihan gaya pratekan yang meliputi :

- a. Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis (Lin dan Burns 1996) :

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad (2-3)$$

dengan : $E_s = 200.000\text{MPa}$
 f_{cir} = tegangan beton akibat gaya pratekan efektif segera setelah gaya pratekan dikerjakan pada beton
 E_{ci} = modulus elastisitas beton
 $K_{es} = 1,0$ untuk struktur pratarik
 $0,5$ untuk struktur pasca tarik

- b. Kehilangan pratekan akibat gesekan kabel (*friction and wobble effect*) (Lin dan Burns, 1996) :

Tabel 2-1 koefisien-koefisien Gesekan untuk Tendon pascatarik

| tipe tendon | | koefisien | koefisien |
|--------------------------------------|--|------------------------|-----------------------|
| | | Wobble K tiap meter | kelengkungan μ |
| Tendon pada selubung logam fleksibel | tendon kawat | 0,0033-0,0049 | 0,15 - 0,25 |
| | strand untaian 7-kawat | 0,0016-0,0066 | 0,15 - 0,25 |
| | batang baja mutu tinggi | 0,0003-0,0020 | 0,08 - 0,30 |
| Tendon pada selubung logam kaku | strand untaian 7-kawat | 0,0007 | 0,15 - 0,25 |
| Tendon yang diminyaki dahulu | tendon kawat dan strand dengan untaian 7-kawat | 0,001 - 0,0066 | 0,05 - 0,15 |
| Tendon yang diberi lapisan mastik | tendon kawat dan strand dengan untaian 7-kawat | 0,0033 - 0,0066 | 0,05 - 0,15 |

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L - \mu \cdot \alpha \quad (2-4)$$

Dengan :

F_2 = tegangan tarik satuan pada jarak L

F_1 = tegangan tarik satuan pada ujung pendongkrakan

K = koefisien Wobble (tabel 2-1)

μ = koefisien kelengkungan (tabel 2-1)

α = sudut kelengkungan

L = panjang sampai titik yang ditinjau

c. Kehilangan pratekan akibat slip angker (*slip anchorage*) (Lin dan Burns, 1996) :

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta_a E_s}{L} \quad (2-5)$$

Δ_a = deformasi pengangkuran

E_s = 200.000MPa

2.5.2. Kehilangan tak langsung/ *Time Dependent Loss*, yaitu kehilangan pratekan yang bergantung pada fungsi waktu yang meliputi:

a. Kehilangan pratekan akibat rangkai beton (*creep*) (Lin dan Burns, 1996) :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \quad (2-6)$$

K_{cr} = 2,0 untuk struktur pratarik

1,6 untuk struktur pasca-tarik

f_{cds} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya pratekan

f_{cir} = tegangan beton akibat gaya pratekan efektif segera setelah gaya pratekan dikerjakan pada beton

- b. Kehilangan pratekan akibat susut beton (*shrinkage*) (Lin dan Burns, 1996) :

$$RH) \quad SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot (1 - 0.06 \frac{V}{S}) (100 - (2-7))$$

K_{sh} = koefisien pada table 2-2

V = volume beton

S = Luas selimut yang berhubungan dengan udara

RH = kelembaban udara

Table 2-2 nilai K_{sh} untuk komponen struktur pascatarik

| jangka waktu seteria perawatan basa sampai pada penerapan prategang, hari | 1 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 | 30 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|
| K_{sh} | 0,92 | 0,85 | 0,80 | 0,77 | 0,73 | 0,64 | 0,58 |

- c. Kehilangan pratekan akibat relaksasi baja (*relaxation*) (Lin dan Burns, 1996) :

$$RE = [K_{re} - J (SH + CR + ES)]. C \quad (2-8)$$

K_{re} , J , dan C : nilai-nilai yang diambil dari tabel 2-3 dan 2-4

SH , CR , dan ES adalah kehilangan-kehilangan gaya pratekan

Tabel 2-3 Nilai – nilai Kre dan J

| tipe tendon | Kre (Mpa) |
|---|-----------|
| strand atau kawat stress-relieved 1860 Mpa | 138 |
| strand atau kawat stress-relieved 1720 Mpa | 128 |
| kawat stress-relieved 1655 Mpa atau 1620 Mpa | 121 |
| strand relaksasi-rendah derajat 1860 Mpa | 35 |
| kawat relaksasi rendah 1720 Mpa | 32 |
| kawat relaksasi rendah 1655 Mpa atau 1620 Mpa | 30 |
| Batang stress-relieved 1000 Mpa atau 1100 Mpa | 41 |

Tabel 2-4 Nilai-nilai C

| fpi / fpu | strand atau kawat stress relieved | batang stress relieved atau strand atau kawat relaksasi rendah |
|-----------|-----------------------------------|--|
| 0,80 | | 1,28 |
| 0,79 | | 1,22 |
| 0,78 | | 1,16 |
| 0,77 | | 1,11 |
| 0,76 | | 1,05 |
| 0,75 | 1,45 | 1,00 |
| 0,74 | 1,36 | 0,95 |
| 0,73 | 1,27 | 0,90 |
| 0,72 | 1,18 | 0,85 |
| 0,71 | 1,09 | 0,80 |
| 0,70 | 1,00 | 0,75 |
| 0,69 | 0,94 | 0,70 |
| 0,68 | 0,89 | 0,66 |
| 0,67 | 0,83 | 0,61 |
| 0,66 | 0,78 | 0,57 |
| 0,65 | 0,73 | 0,53 |
| 0,64 | 0,68 | 0,49 |
| 0,63 | 0,63 | 0,45 |
| 0,62 | 0,58 | 0,41 |
| 0,61 | 0,53 | 0,37 |
| 0,60 | 0,49 | 0,33 |

2.6. Lendutan Pada Balok Pratekan

Menurut T.Y Lin ada dua macam lendutan yang terjadi :

2.6.1. Lendutan ke atas (*camber*) akibat gaya pratekan

$$\Delta = - \frac{5w L^4}{384 EI} \quad (2-9)$$

$$w = \frac{8 F h}{L^2} \quad (2-10)$$

Dengan :

L = panjang bentang

E = modulus elastisitas beton

I = momen inersia penampang

2.6.2. Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat

$$\Delta = \frac{5q L^4}{384 EI} \quad (2-11)$$

q = beban merata

$$\Delta = \frac{P L^3}{48 EI} \quad (2-12)$$

P = beban terpusat di tengah bentang

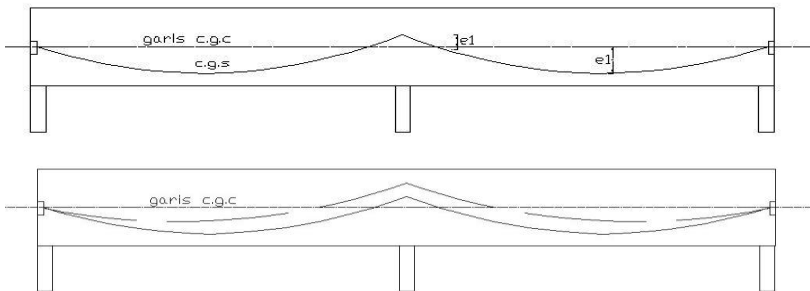
2.7. Beton Pratekan Menerus (Statis Tak Tentu)

Pertimbangan pemilihan struktur balok menerus statis tak tentu ini adalah akan diperoleh beberapa keuntungan apabila dibandingkan dengan balok yang ditumpu secara sederhana. Dimana suatu perbandingan yang sederhana antara kekuatan dari

balok yang ditumpu secara sederhana dan balok menerus akan menunjukkan penghematan dasar di dalam konstruksi beton pratekan menerus. Dengan kekuatan yang dimiliki konstruksi menerus ini, dapat digunakan penampang beton yang lebih kecil untuk menahan beban yang lebih besar, sehingga mengurangi beban mati struktur dan memperoleh semua penghematan yang di akibatkannya (Lin dan Burns, 1982).

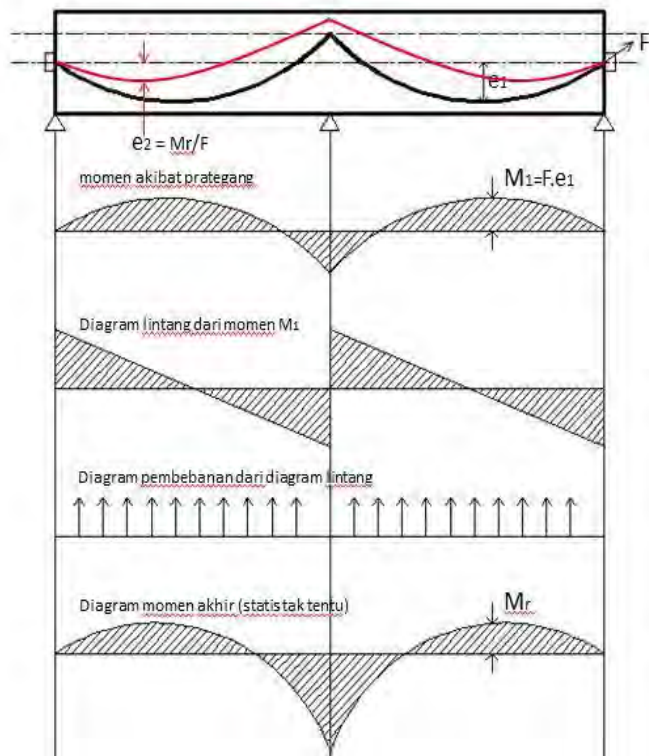
Seperti halnya dengan struktur menerus lainnya, lendutan pada balok menerus akan lebih kecil daripada lendutan pada balok sederhana. Oleh karenanya untuk bentang menerus, penampang yang lebih kecil tidak hanya cukup dalam segi kekuatan, namun juga dalam segi ketegaran (Lin dan Burns, 1982).

Pada beton pratekan, kontinuitas juga menghasilkan momen lentur yang tereduksi. Sekalipun demikian, momen lentur akibat gaya – gaya pratekan yang eksentris menimbulkan reaksi sekunder dan momen lentur sekunder. Momen dan gaya sekunder ini memperbesar atau memperkecil efek utama dari gaya pratekan eksentris. Juga, efek perpendekan elastis, susut dan rangkakan menjadi lebih besar dibandingkan dengan struktur menerus beton bertulang (Nawy, 2001). Karena adanya reaksi atau gaya sekunder di tumpuan dalam yang disebabkan oleh pratekan eksentris, maka momen semula akibat pratekan akan disebut momen primer, momen sebaliknya yang disebabkan oleh reaksi akan disebut momen sekunder. Efek dari momen sekunder adalah memindahkan lokasi garis tekan gaya pratekan.



Gambar 2.3 Perpindahan garis tekan gaya pratekan akibat momen sekunder pada struktur menerus. Sebelum penegangan (gambar atas). Dan garis gaya berpindah setelah penegangan (bawah)

1. Menggambar momen primair (M_1)
2. Menggambar bidang D
3. Menggambar diagram beban
4. Dengan beban 3), menentukan momen akhir (statis tak tentu)
5. Menentukan eksentrisitas gaya pratekan yang baru ($e_2 = Mr/F$)



Gambar 2.4 Menentukan perpindahan garis tangkap gaya pratekan

akibat momen sekunder
Daerah limit kabel merupakan daerah batas cgs harus diletakkan supaya tidak timbul tegangan pada keadaan setelah transfer maupun pada saat pembebanan penuh. Menurut T. Y. Lin, langkah-langkah yang disarankan dalam mendesain balok pratekan adalah sebagai berikut :

- Langkah 1 : Asumsikan penampang balok untuk beban mati
- Langkah 2 : Hitung momen maksimum dan letak titik-titik kritis untuk berbagai kombinasi beban hidup, dan beban eksternal lainnya.
- Langkah 3 : gambarkan garis-garis kern atas dan kern bawah.
 - Dari garis kern bawah batas bawah gambarkan batas bawah :

$$a_{\min} = \frac{M_{\min}}{F} \quad (2-13)$$
 - Dari garis kern bawah batas bawah gambarkan batas bawah :

$$a_{\max} = \frac{M_{\max}}{F} \quad (2-14)$$
- Langkah 4 : Pilih letak kabel dalam daerah yang merupakan letak kabel yang baik untuk menahan momen eksternal.

2.9. Tegangan Ijin Baja dan Beton Pada Struktur pratekan

Sesuai RSNI T-12-2004 tegangan tarik maupun tekan yang diijinkan pada struktur beton pratekan adalah sebagai berikut:

2.9.1. Tegangan Ijin Baja

2.9.1.1. Tegangan ijin pada kondisi batas layan

Tegangan tarik baja pratekan pada kondisi batas layan tidak boleh melampaui nilai berikut:

1. Tendon pasca tarik, pada daerah jangkar dan sambungan, sesaat setelah penjangkaran tendon, sebesar $0,70 f_{pu}$.
2. Untuk kondisi layan, sebesar $0,60 f_{pu}$.

2.9.1.2. Tegangan ijin pada kondisi transfer gaya pratekan

Tegangan tarik baja pratekan pada kondisi transfer tidak boleh melampaui nilai berikut:

1. Akibat gaya penjangkaran tendon, sebesar $0,94 f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0,85 f_{pu}$ atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh fabrikator pembuat tendon pratekan atau jangkar.
2. Sesaat setelah transfer gaya pratekan, boleh diambil sebesar $0,82 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,74 f_{pu}$.

2.9.2. Tegangan Ijin Pada Beton

2.9.2.1. Tegangan ijin tekan pada kondisi beban sementara atau kondisi transfer gaya pratekan untuk komponen beton pratekan

Untuk kondisi beban sementara, atau untuk komponen beton pratekan pada saat transfer gaya pratekan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai $0,60 f_{ci}$, di mana f_{ci} adalah kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dibebani atau dilakukan transfer gaya pratekan, dinyatakan dalam satuan MPa.

2.9.2.2. Tegangan ijin tarik pada kondisi batas layan

Tegangan tarik yang diijinkan terjadi pada penampang beton, boleh diambil untuk:

- beton tanpa tulangan : $0,15 \sqrt{f_c}'$,
- beton pratekan penuh : $0,5 \sqrt{f_c}'$,

2.8.2.2. Tegangan ijin tarik pada kondisi transfer gaya pratekan untuk komponen beton pratekan

Tegangan tarik yang diijinkan terjadi pada penampang beton untuk kondisi transfer gaya pratekan, diambil dari nilai-nilai:

- Serat terluar mengalami tegangan tarik, tidak boleh melebihi nilai $0,25 \sqrt{f_{ci}}$, kecuali untuk kondisi di bawah ini.
- Serat terluar pada ujung komponen struktur yang didukung sederhana dan mengalami tegangan tarik, tidak boleh melebihi nilai $0,5 \sqrt{f_{ci}}$. Tegangan ijin tarik dinyatakan dalam satuan MPa.

2.10. Analisa Penampang Balok Pratekan

2.10.1. Tegangan pada Beton

- Kontrol tegangan awal (saat transfer)

$$f_t = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e \times y_t}{I} - \frac{M \times y_t}{I} < \sigma_{ci} \quad (2-14)$$

$$f_b = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I} < \sigma_{ti} \quad (2-15)$$

- Kontrol tegangan akhir (saat service)

$$f_t = -\frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e \times y_t}{I} - \frac{M \times y_t}{I} < \sigma_{cs} \quad (2-16)$$

$$f_b = -\frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times e \times y_b}{I} - \frac{M \times y_b}{I} < \sigma_{ts} \quad (2-17)$$

Dengan :

| | |
|---------------|---|
| f_t | = tegangan pada serat atas penampang |
| f_b | = tegangan pada serat bawah penampang |
| F | = gaya pratekan awal |
| F_i | = gaya pratekan efektif |
| M | = momen eksternal akibat beban luar |
| A | = luas penampang |
| e | = jarak cgc (pusat beton) ke cgs (pusat tendon) |
| I | = momen inersia penampang |
| y_t | = jarak titik netral terhadap serat atas |
| y_b | = jarak titik netral terhadap serat bawah |
| σ_{ci} | = tegangan tekan beton ijin saat transfer |
| σ_{ti} | = tegangan tarik beton ijin saat transfer |
| σ_{cs} | = tegangan tekan beton ijin saat service |
| σ_{ts} | = tegangan tarik beton ijin saat service |

2.10.2. Momen Retak

$$M_{cr} = (F_i \times (e + kt)) + \left(fr \times \frac{y_b}{I} \right) \quad (2-18)$$

Dengan :

| | |
|----------|--|
| M_{cr} | = Momen retak |
| F_i | = gaya pratekan efektif |
| kt | = kern atas = $\frac{W_b}{A}$ |
| fr | = $0,7\sqrt{f'_c}$ |
| y_b | = jarak titik netral terhadap serat atas |
| I | = momen inersia penampang |

2.10.3. Momen Batas

$$\phi M_n = A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d - \frac{a}{2} \right) > M_u \quad (2-19)$$

Dengan :

Mn = momen batas desain

Aps = luas baja pratekan

fps = tegangan baja pada keadaan batas

d = jarak pusat baja terhadap serat atas/bawah

a = lengan momen (jarak dari pusat tekan beton ke pusat tarik baja)

Mu = momen ultimate beban

2.11. Pemilihan Struktur Jembatan

Dalam pemilihan struktur jembatan perlu diperhatikan beberapa aspek yang nantinya akan sangat diperlukan dalam merencanakan suatu jembatan, antara lain :

- aspek kekuatan struktur
- aspek ekonomis
- aspek estetika
- aspek kondisi setempat

Antonie E. Naaman dalam bukunya *Prestressed Concrete Analysis and Design*, menyebutkan beberapa keuntungan daripada jembatan sistem beton pratekan, antara lain:

- Pemeliharaan yang minimal (*minimum maintenance*)
- Mempunyai ketahanan yang tinggi (*increased durability*)
- Mempunyai nilai estetika yang baik (*good esthetics*)

Kontinuitas pada konstruksi beton pratekan (statis tak tentu) menurut Krishna Raju (1989) dalam bukunya *Beton Pratekan* menguntungkan dalam banyak hal, yaitu :

- Reduksi ukuran batang menghasilkan struktur yang lebih ringan.
- Kontinuitas batang pada struktur rangka mengarah ke stabilitas yang meningkat.

- Lendutannya kecil bila dibandingkan dengan bentang tumpuan sederhana.
- Momen lentur lebih terbagi sama antara tengah–tengah bentang dan tumpuan bentang
- Pada gelagar pasca tarik menerus, kabel–kabel yang melengkung dapat ditempatkan secara baik untuk menahan momen–momen bentangan dan tumpuan.

2.12. Perencanaan kolom pendek

Pada tugas akhir ini akan direncanakan menggunakan kolom pendek. Kolom pendek direncanakan sesuai dengan RSNI-T-12-2004 dengan momen lentur tambahan akibat kelangsingan diambil sama dengan nol. Dengan pengertian bahwa penambahan momen akibat pengaruh kelangsingan bisa diabaikan.

Dengan demikian, perencanaan kolom pendek bisa dilakukan secara langsung dari hasil analisis struktur, dengan memperhitungkan pengaruh interaksi antara beban aksial terfaktor dengan momen lentur terfaktor.

Batasan yang diberikan oleh RSNI T-12-2004 yaitu kolom termasuk dalam jenis kolom pendek jika dipenuhi syarat berikut:

- 1) Untuk kolom yang tidak bergoyang

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - \left(12 \frac{M_1}{M_2}\right) \quad (2-20)$$

- 2) Untuk kolom yang bergoyang

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \quad (2-21)$$

- 3) Untuk semua komponen struktur tekan dengan

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 100, \quad (2-22)$$

harus digunakan analisis teliti

Dimana : k = faktor panjang efektif kolom
 l_u = panjang bersih kolom

$$r = \text{jari-jari girasi penampang kolom } (\sqrt{I/A}) \quad (2-23)$$

Kolom harus dikelompokkan sebagai tidak bergoyang atau bergoyang.

- a) Kolom boleh dianggap tak bergoyang bila pembesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde-dua tidak melebihi 5% dari momen-momen ujung orde-satu.
- b) Suatu tingkat pada struktur boleh dianggap tak bergoyang bila nilai:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} < 0,05 \quad (2-24)$$

Dengan :

$\sum P_u$ = jumlah beban vertikal terfaktor pada tingkat yang ditinjau

V_u = gaya geser total pada tingkat yang ditinjau

Δ_o = simpangan relatif antar tingkat orde-pertama akibat

V_u .

2.10.1 Pembesaran momen untuk kolom tak bergoyang

- a) Komponen struktur tekan harus direncanakan dengan menggunakan beban aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor yang diperbesar, M_c , yang didefinisikan sebagai :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2-25)$$

- b) Dengan faktor pembesaran momen untuk kolom yang tak bergoyang, δ_{ns} sebesar :

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} > 1,0 \quad (2-26)$$

c) Untuk komponen struktur yang tak bergoyang dan tanpa beban transversal di antara tumpuan, maka C_m dapat diambil:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) > 0,4 \quad (2-27)$$

Dengan M_1/M_2 bernilai positif bila kolom melentur dengan kelengkungan tunggal. Untuk komponen struktur dengan beban transversal di antara tumpuannya, C_m harus diambil sama dengan 1,0.

d) Momen terfaktor M_2 tidak boleh diambil lebih kecil dari :













$$M_{2,min} = P_u (15 + 0,03h) \quad (2-28)$$

Untuk masing-masing sumbu yang dihitung secara terpisah, dimana h dalam millimeter. Untuk komponen struktur dengan $M_{2,min} > M_2$, nilai C_m harus ditentukan:

- sama dengan 1,0, atau
- berdasarkan pada rasio antara M_1 dan M_2 yang dihitung.

2.10.2 Pembesaran momen untuk kolom bergoyang

a) Untuk komponen tekan yang tidak tertahan terhadap goyangan samping, faktor panjang efektif, k , harus lebih besar dari 1,0.

| | Kolom Tak Bergoyang | | | Kolom Bergoyang | | |
|------------------------------------|---|--|--|--|---|---|
| Bentuk tekuk |  |  |  |  |  |  |
| Faktor panjang efektif (k) | 0.70 | 0.85 | 1.00 | 1.2 | 2.2 | 2.2 |
| Simbol untuk keadaan penahan ujung |  = Rotasi terjepit, translasi terjepit |  = Rotasi terjepit, translasi bebas |  = Rotasi bebas, translasi terjepit |  = Rotasi terjepit, translasi bebas |  = Rotasi bebas, translasi bebas |  = Rotasi bebas, translasi bebas |

Gambar 2.5 Faktor efektif kolom

b) Untuk komponen tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \quad (2-29)$$

c) Momen $M1$ dan $M2$ pada ujung-ujung komponen struktur tekan harus diambil sebesar:

$$M1 = M1_{ns} + \delta_s M1_s \quad (2-30)$$

$$M2 = M2_{ns} + \delta_s M2_s \quad (2-31)$$

Momen-momen goyangan yang diperbesar, $\delta_s M_s$, harus diambil sebesar momen-momen ujung kolom yang dihitung dengan menggunakan analisis elastis orde-dua berdasarkan nilai kekakuan komponen struktur. Sebagai alternatif, $\delta_s M_s$ boleh diambil sebesar:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (2-32)$$

Apabila nilai δ_s yang dihitung dengan cara ini lebih besar dari 1,5, maka $\delta_s M_s$ harus dihitung dengan menggunakan analisis elastis orde-dua atau $\delta_s M_s$ boleh dihitung sebagai berikut:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq M_s \quad (2-33)$$

Dengan :

$\sum P_u$ = jumlah seluruh beban vertikal terfaktor yang bekerja pada suatu tingkat lantai kendaraan.

ΣP_c = jumlah seluruh kapasitas tekan kolom-kolom bergoyang pada satu tingkat lantai kendaraan

e) Sebuah komponen struktur tekan dengan kelangsingan:

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (2-34)$$

Harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor P_u dan momen M_c yang dihitung sesuai dengan kombinasi beban yang digunakan.

2.10.3 Beban tekuk

a) Beban tekuk didapat dari:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (2-35)$$

b) EI dapat diambil sebesar :

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Dengan :

β_d = rasio dari beban mati aksial terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum, di mana beban yang ditinjau hanya beban gravitasi

c) Pengaruh kelangsingan

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan untuk komponen struktur tekan tak bergoyang apabila dipenuhi :

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - \left(12 \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2-37)$$

Untuk komponen struktur tekan bergoyang, pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22 \quad (2-38)$$

2.13. Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bangunan atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal penting diantaranya, jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi.

2.13.1. Daya Dukung Tiang Pondasi (Philphonat)

Dalam tugas akhir ini perhitungan daya dukung tiang pondasi menggunakan metode Philphonat.

$$Q_N = Q_p + Q_s \quad (2-39)$$

$$Q_p = \frac{A \times q_p}{2} \quad (2-40)$$

$$Q_s = \frac{p}{2} \sum f_{ui} \times h_i \quad (2-41)$$

Unsur ujung tiang

$$q_p = \alpha p \times R_p \quad (2-42)$$

dengan

$$R_p = \frac{1}{6B} \int_{2P}^{2p3B} R_p(z) dz \quad (2-43)$$

Dimana : Q_N = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = Resistance ultimate di dasar pondasi

Q_s = Resistance ultimate akibat lekatan lateral

R_p = Data konus diambil rata-rata sepanjang $3B$ di atas hingga $3B$ di bawah dasar pondasi

Z_p = Posisi ujung bawah tiang

A = section tiang bagian bawah

P = Keliling tiang

B = Diameter tiang

α = Koefisien

f_{ui} = Lekatan lateral batas dari

lapisan i setebal hi

Tabel 2-5 Koefisien α_p

| Jenis Tanah | α_p |
|-------------------|------------|
| Lempung dan kapur | 0,50 |
| Lanau | 0,45 |
| Pasir | 0,40 |
| Kerikil | 0,35 |

Unsur lekatan

$$f_u = \alpha f \times \frac{R_p}{\alpha_s} \quad (2-44)$$

Dimana :

α_s, α_f = Koefisien fungsi dari tanah dan tipe tiang

$\Sigma h = D$ = Kedalaman tiang

Tabel 2-6 Koefisien α_s

| Jenis tanah | As |
|-------------------------|-----|
| Lempung dan kapur | 50 |
| Lanau, lempung berpasir | 60 |
| Pasir berlempung | |
| Pasir lepas | 100 |
| Pasir sedang | 150 |
| Pasir padat | |
| Kerikil | 200 |

Tabel 2-7 Koefisien α_f

| Bahan Tiang | Tipe Tiang | Af |
|-------------|--|------|
| Beton | Tiang dipancang | 1,25 |
| | Tiang dibor dan divibrasi | 1 |
| | Tiang diinjeksi | 0,85 |
| | Tiang dibor untuk $\Phi \leq 1,50$ m | |
| | Tiang dibor dengan $\Phi > 1,50$ m | 0,75 |
| Baja | Tiang profil H | 1,10 |
| | Tiang baja dipancang | 0,60 |
| | Tiang baja terbuka dipasang dengan cara Benoto | 0,30 |

2.13.2. Daya Dukung Kelompok Pondasi Dalam

Untuk kasus daya dukung group pondasi, daya dukung pondasi group dirumuskan seperti berikut :

$$Q_{N(\text{group})} = Q_{N(1 \text{ tiang})} \times n \times C_c \quad (2-45)$$

Dengan :

n = jumlah tiang dalam group

C_c = koefisien efisiensi

➤ Efisiensi Pondasi Group

Menurut metode Converse-Labatre koefisien efisiensi C_c dihitung seperti berikut:

$$C_c = 1 - \frac{\text{arc.tan}(\phi.S)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (2-46)$$

Dengan :

ϕ = diameter satu tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

2.13.3. Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Apabila diatas tiang-tiang dalam kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang menurut Tomlison adalah

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{V.e.x}{\Sigma x^2} \quad (2-47)$$

Dengan :

n = jumlah tiang dalam group

e = jarak antara titik potong resultante R pada dasar pile cap dengan neutral axis dari group tiang

x = jarak antara sebuah tiang dengan sumbu netral group tiang. Nilai x positive bila arahnya sama dengan arah e , dan negativ bila sebaliknya.

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2} \quad (2-48)$$

Dimana :

P = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

2.13.4. Pembebanan Struktur berdasarkan Peraturan Perkeretaapian

- Pembebanan yang terjadi pada struktur berdasarkan Standar Teknis Kereta Api untuk Struktur Beton dan Pondasi tahun 2006.

2.13.5. Beban mati

Berat jenis bahan yang biasanya digunakan dalam perhitungan beban mati sebagaimana tersebut dalam Tabel 2-8

Tabel 2-8 Berat Jenis Bahan

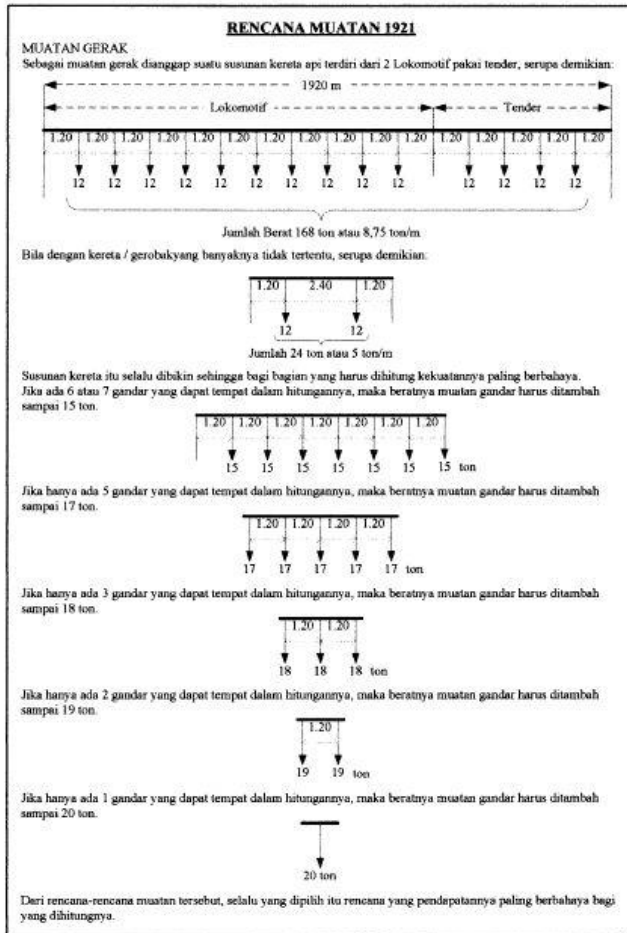
| | |
|--------------------------------|-------------------------|
| Baja, Baja Cor | 78.50 kN/m ³ |
| Besi Cor | 72.50 kN/m ³ |
| Kayu | 8.00 kN/m ³ |
| Beton | 24.00 kN/m ³ |
| Aspal Anti Air | 11.00 kN/m ³ |
| Ballast Gravel atau Batu Pecah | 19.00 kN/m ³ |

2.13.6. Beban hidup

- Beban Kereta

Beban yang digunakan adalah beban gandar terbesar sesuai rencana sarana perkeretaapian yang dioperasikan atau skema dari rencana muatan. Untuk beban gandar sampai dengan 18 ton dapat digunakan skema rencana muatan 1921 (RM 21).

Tabel 2-9 Rencana Muatan 1921



- Beban Kerumunan (L_p)
Nilai karakteristik beban kerumunan ditetapkan berdasarkan STKAI 2006 yaitu sebesar $5,0 \text{ KN/m}^2$.

2.13.7. Beban kejut

Beban kejut diperoleh dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta. Perhitungan paling sederhana untuk faktor i adalah dengan rumus sebagai berikut :

$$i = Ka \cdot \alpha + \frac{10}{65 + L} \leq 0,6$$

Dengan :

I = Koefisien kejut

L = Bentang elemen (m)

Ka = koefisien pada tabel (diambil nilai $Ka=1$)

α = Parameter kecepatan

$$\alpha = \frac{V}{7.2n \cdot L}$$

n = Frekuensi alami dasar (Hz) elemen, dapat dihitung dengan rumus perkiraan

$$n \geq 55 \cdot L^{-0.8} \text{ untuk } L \geq 10\text{m}$$

$$n < 55 \cdot L^{-0.8} \text{ untuk } L < 10\text{m}$$

2.13.8. Beban Longitudinal

- Akibat Beban Rem (B)

Beban rem sesuai dengan Standar Teknik Kereta Api Indonesia pasal 6.6.6 tabel 6.6.6-1 menyebutkan bahwa beban rem lokomotif sebesar 25% dari nilai karakteristik beban kereta.

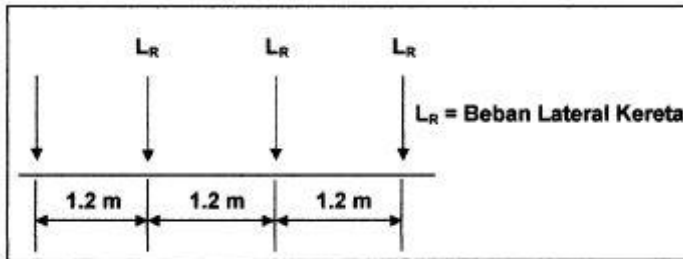
- Akibat Beban Longitudinal Rel (L_R)

Nilai karakteristik beban longitudinal rel panjang per jalan rel yang digunakan untuk mengetahui kondisi batas ultimit pada dasarnya adalah hasil panjang keseluruhan struktur menerus yang dikalikan 10 KN/m atau kurang. Namun nilai tersebut harus 2000KN atau kurang.

2.14.5 Beban Lateral

- Beban lateral Kereta

Beban lateral kereta adalah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar di bawah. Beban bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rei, secara horizontal. Besaran adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik diesel.



Gambar 2.6 Beban Lateral Kereta

- Beban angin

Pada dasarnya, beban angin bekerja horisontal secara tegak lurus pada jembatan sebesar $1,50 \text{ KN/m}^2$ untuk area proyeksi jembatan dan kereta pada permukaan vertikal bila ada kereta. Area proyeksi pada permukaan vertikal kereta harus dianggap sebagai bidang vertikal dengan tinggi lokomotif $3,6\text{m}$ yang berada di atas kop rel atas

2.14.6. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan untuk jembatan jalan rel sesuai Standar Teknis Kereta Api Indonesia untuk Struktur Beton dan Pondasi tabel 6.7-1. Kombinasi beban desain adalah sebagai berikut :

1. D_1
2. D_1+D_2
3. D_1+D_2+L+I

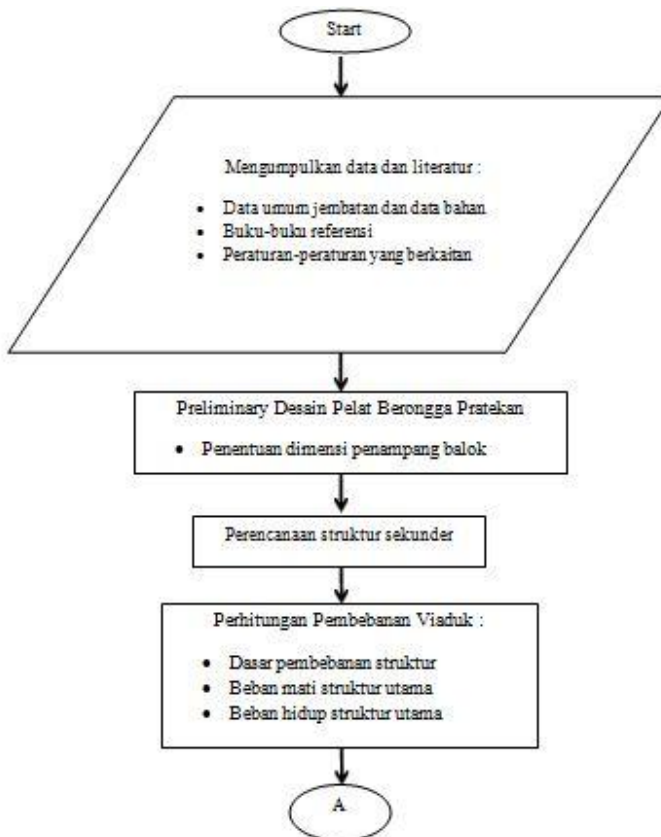
4. $1, 1D_1+1, 2D_2+1, 2L+1, 2I+Lf+W$
5. $1, 1D_1+1, 2D_2+1, 1Lf+L+I+W$

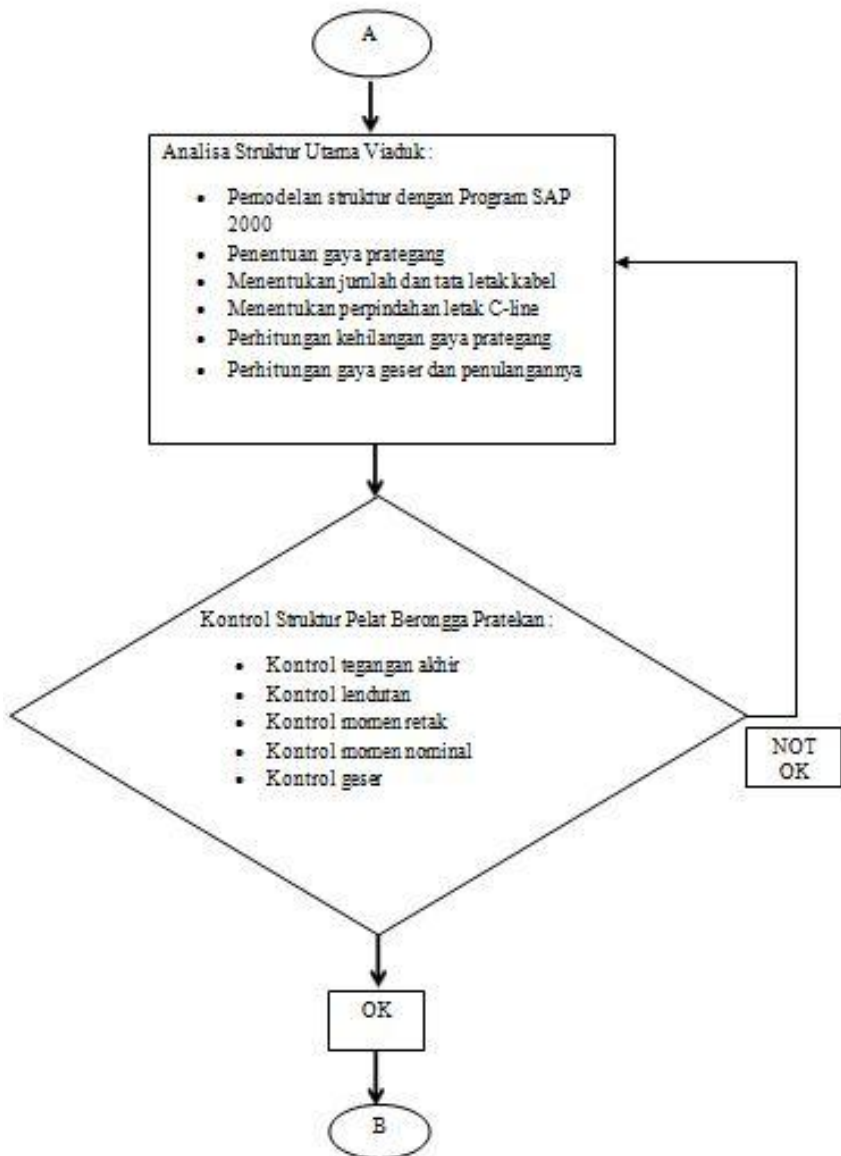
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

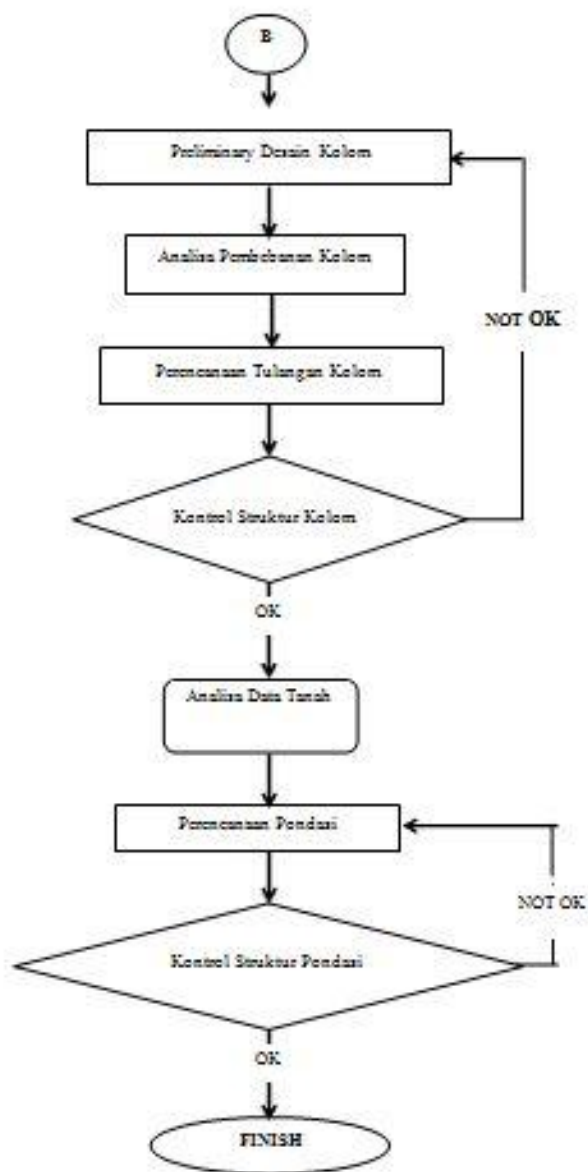
BAB III METODOLOGI

3.1 Metodologi Penulisan Tugas Akhir

Sistematika metodologi pekerjaan Tugas Akhir dapat dilihat seperti diagram flow chart dibawah ini :







Penjelasan metodologi flow cart dalam Alternatif Perencanaan Struktur Viaduk Kereta Api Kertajaya dengan Sistem Pelat Berongga Pratekan Menerus di atas sebagai berikut :

3.1.1 Pengumpulan Data dan Literatur

Pengumpulan data dilakukan dengan studi lapangan untuk mengetahui kondisi eksisting dari viaduk kereta api Kertajaya.

Viaduk Kereta Api Kertajaya ini direncanakan dengan memakai metode pelat berongga pratekan dengan bentang menerus (statis tak tentu). Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Jumlah jembatan : 1
2. Panjang jembatan : 35 m, terdiri dari 2 bentang @ 17 m
3. Lebar jembatan : 4,5m
4. Lantai kendaraan : 1 jalur kereta api
5. Struktur utama viaduk : Pelat Berongga Pratekan Menerus

3.1.2 Data Bahan dan Tanah

Data bahan yang digunakan dalam perencanaan adalah :

- **Beton**

- a) Kuat tekan beton prategang ($f'c$) = 50 Mpa
- b) Kuat tekan beton untuk struktur sekunder ($f'c$) = 30 Mpa
- c) Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m³, E_c boleh diambil sebesar $4700\sqrt{f'c}$.

$$E = 4700 \times \sqrt{f'c}.$$

$$= 4700 \times \sqrt{50}.$$

$$= 33234,019 \text{ Mpa}$$

- **Baja**

- a. Mutu baja yang digunakan untuk penulangan balok pratekan adalah baja mutu (f_y) = 400 MPa.

- b. Mutu baja yang digunakan untuk penulangan struktur sekunder adalah baja mutu (f_y) = 240 MPa.
 - c. Modulus Elastisitas (E_s) = **200.000 Mpa**
 - d. Dalam perencanaan ini akan digunakan jenis kabel dan angkur ASTM A416-74 Grade 270 dengan diameter Ø12,7 mm.
- Data tanah berupa hasil sondir dan boring pada lokasi terdekat dengan viaduk kereta api Kertajaya yang diperoleh dari laboratorium Mekanika Tanah Kampus ITS Sukulilo.

3.1.3 Studi Pustaka

Mempelajari teori – teori dan peraturan tentang konsep dan perencanaan beton prategang dari beberapa sumber yaitu :

1. Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. RSNIT-12-2004
2. Peraturan Pembebanan Jembatan. SNI-T-02-2005
3. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1 (LIN dan BURNS, 1996)
4. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2 (LIN dan BURNS, 1982)
5. Standar Teknis Kereta Api Indonesia untuk Struktur Beton dan Pondasi tahun 2006.
6. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi, 1999.
7. Jembatan (Supriyadi, 2002)

3.1.4 Preliminary Desain Pelat Berongga Pratekan

Rumus pendekatan awal untuk menentukan tinggi balok (h) berdasarkan BMS 1992 :

$$\text{Pada lapangan : } h = \frac{1}{40} - \frac{1}{50} L$$

(3-1)

$$\text{Pada tumpuan : } h = \frac{1}{18} - \frac{1}{20} L \quad (3-2)$$

Dengan :

L = panjang bentang

h = tinggi balok

3.1.5 Analisa Pembebanan pada Struktur Utama Jembatan

Analisa pembebanan pada struktur utama viaduk kereta api ini berdasarkan Standar Teknis Kereta Api Indonesia untuk Struktur Beton dan Pondasi tahun 2006, beban yang bekerja pada struktur utama viaduk kereta api kertajaya ialah sebagai berikut :

1. Beban mati meliputi : berat sendiri pelat berongga pratekan, berat rel, berat bantalan, dan berat ballast rel kereta api.
2. Beban hidup
3. Beban kejut
4. Beban Lonitudinal
 - a. Beban Sentrifugal
 - b. Beban pengereman dan traksi
 - c. Beban rel panjang longitudinal (L)
5. Beban Lateral
 - a. Beban angin
 - b. Beban lateral Kereta
6. Beban gempa

3.1.6 Tahapan Perencanaan Elemen Bangunan Atas

Pada tugas akhir ini pelat berongga pratekan akan dianalisis sebagai balok pratekan biasa dikerankan oleh bentuknya yang simetris. Direncanakan menerus untuk dua bentang (2 x 17 m) dengan tahapan-tahapan perencanaan sebagai berikut :

- a. Setelah mendapatkan desain prelemineri maka untuk menentukan gaya prategang dilakukan perhitungan berikut :
 1. Penentuan Gaya Prategang awal
 2. Perencanaan tata letak tendon
 3. Penentuan perpindahan titik tangkap gaya akibat momen sekunder
- b. Analisa kehilangan gaya prategang langsung yaitu :
 1. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton
 2. Kehilangan prategang akibat gesekan kabel (*friction and wobble effect*)
 3. Kehilangan prategang akibat slip anker
- c. Kontrol struktur balok prategang terhadap beban sendiri dengan memperhitungkan kehilangan prategang langsung
- d. Analisa Beban Mati dan Hidup menggunakan software analisa struktur.
- e. Analisa kehilangan prategang tak langsung meliputi :
 1. Kehilangan akibat rangkai
 2. Kehilangan akibat susut beton
 3. Kehilangan akibat relaksasi baja
- f. Kontrol Struktur Pelat Berongga pratekan menerus terhadap beban sendiri dan beban layan

3.1.7 Perencanaan Pondasi
Tipe dan dimensi pondasi direncanakan dengan pertimbangan mengenai hasil penyelidikan tanah di lokasi yang ditinjau.

3.1.8 Gambar Desain Akhir
Gambar desain akhir meliputi :

1. Gambar lay out viaduk
2. Gambar Potongan
3. Gambar Detail

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

4.1 Pendahuluan

Dalam Tugas Akhir ini akan direncanakan Viaduk Kereta Api Kertajaya dengan sistem pelat berongga pratekan struktur statis tak tentu yang dianalisa sebagai sebuah balok pratekan. Viaduk Kereta Api ini melintasi Jalan Kertajaya yang memiliki bentang total 35 m dan akan dibagi menjadi dua bentang viaduk dengan panjang total masing-masing 17,5 m. Sebagai hasil akhir dari Tugas Akhir ini nantinya dimensi penampang struktur viaduk akan dituangkan ke dalam bentuk gambar teknik.

4.2 Data Perencanaan

| | |
|----------------------|---|
| Nama jembatan | : Viaduk Kereta Api Kertajaya |
| Lokasi jembatan | : Jalan Kertajaya, Surabaya, provinsi Jawa Timur. |
| Fungsi jembatan | : Rel kereta api <i>double track</i> . |
| Tipe jembatan | : Pelat berongga pracetak dengan menggunakan struktur beton pratekan. |
| Jumlah jembatan | : 2 |
| Panjang total | : 35 m, terdiri dari 2 bentang @ 17,5 m. |
| Metode pelaksanaan | : Dengan metode <i>service crane</i> . |
| Lebar total jembatan | : 9 m (<i>double track</i>), @ 4,5 m. |
| Lebar <i>track</i> | : 1067 mm. |

4.2 Data-data Bahan

4.2.1 Beton

- a) Kuat tekan beton prategang (f_c') = 50 Mpa
- b) Kuat tekan beton untuk struktur sekunder (f_c') = 30 Mpa

4.2.2 Baja

- a. Mutu baja yang digunakan untuk penulangan balok pratekan adalah baja mutu (f_y) = 400 MPa.
- b. Mutu baja yang digunakan untuk penulangan struktur sekunder adalah baja mutu (f_y) = 240 MPa.
- c. Dalam perencanaan ini akan digunakan jenis kabel dan angkur ASTM A416-74 Grade 270 dengan diameter $\varnothing 12,7$ mm.

4.3 Tegangan Ijin Bahan

4.3.1 Beton Prategang

- a. Pada saat transfer
Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer (f_{ci}'), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$\begin{aligned} f_{ci}' &= 65\% \times f_c' \\ &= 65\% \times 50 \\ &= 33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \sigma_{tekan} &= 0,6 \times f_{ci}' \\ &= 0,6 \times 33 \\ &= 19,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada setiap sambungan antara segmen segmen selama pelaksanaan.

$$\sigma_{tarik} = 0 \text{ Mpa}$$

- b. Pada saat service

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 \times f'c \\ &= 0,45 \times 50 \\ &= 22,5 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada kondisi batas layan.

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0 \text{ Mpa}$$

Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m³, E_c boleh diambil sebesar $4700\sqrt{f'c}$.

$$\begin{aligned}E &= 4700 \times \sqrt{f'c}. \\ &= 4700 \times \sqrt{50}. \\ &= 33234,019 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

4.3.2 Baja Prategang

- Modulus Elastisitas (E_s) = 200.000 Mpa
- Tegangan Putus kabel (f_{pu}) = 1860 Mpa
- Tegangan leleh kabel (f_{py}) = $0,85 \times f_{pu}$
= $0,85 \times 1860$
= 1581 Mpa
- Tegangan tarik ijin kabel (jacking) = $0,94 \times f_{py}$
= $0,94 \times 1581$
= 1486,14 Mpa
- Tegangan tarik ijin kabel (setelah pengankuran) = $0,7 \times f_{pu}$
= $0,7 \times 1860$
= 1302 Mpa

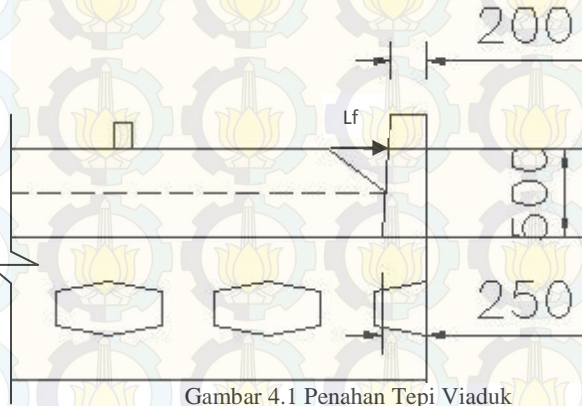
4.4 Perencanaan Struktur Sekunder

4.4.1. Dinding Penahan Tepi

Beban yang terjadi pada dinding penahan tepi yaitu beban lateral kereta. Beban lateral kereta adalah beban yang bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal.

Besarannya adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik/diesel.

Beban lateral kereta = $20\% \times 8,75 \text{ ton/m} = 1,75 \text{ ton/m}$



Gambar 4.1 Penahan Tepi Viaduk

Momen yang terjadi = $1,75 \times 0,50 = 0,875 \text{ tonm}$

$M_u = 1,1 \times \text{Momen} = 1,1 \times 0,875 \text{ ton m} = 0,9625 \text{ ton m}$

Penulangan untuk dinding penahan tepi :

Dimensi tiang : 20 cm x 70 cm

Beton decking = 20 mm

Direncanakan menggunakan tulangan D= 16 mm

$M_u = 0,9625 \text{ ton m} = 9,625 \text{ Nmm}$

$d = 200 - 20 - \left(\frac{1}{2}\phi\right)$

$= 200 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$

$= 172 \text{ mm}$

$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9,625 \times 10^6}{0,8 \times 200 \times 172^2} = 2,033 \text{ Mpa}$

$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'c \times \beta 1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0,065$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,065 = 0,048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 2,033}{240}} \right)$$

$$= 0,00884$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka :

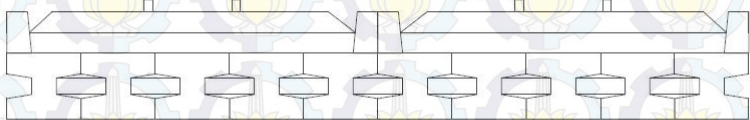
$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,00884 \times 200 \times 172 = 304,04 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2D16 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

Senggang praktis $\phi 8 - 150$ ($334,93 \text{ mm}^2$)

4.4.2 Perhitungan Diafragma

Pada perhitungan diafragma ini digunakan profil pelat precast setebal 20 cm dengan jarak antar diafragma 3,5 m. Diafragma tidak menerima beban dari balok utama tetapi berfungsi sebagai pengaku lateral dari gelagar utama dan mengurangi lendutan yang terjadi pada gelagar utama. Dimensi diafragma dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 4.2 Perencanaan Diafragma

Direncanakan :

| | |
|--------------------------|--------------------------|
| Tinggi balok (h) | = 200 mm |
| Panjang balok | = 600 mm |
| Mutu beton | = $f'c = 30$ Mpa |
| Berat jenis beton (BJ) | = 2400 kg/m ³ |
| Tebal balok (t) | = 200 mm |
| Tebal penutup beton | = 40 mm |
| ϕ tulangan | = 16 mm |
| ϕ sengkang | = 8 mm |

4.4.2.1 Pembebanan

Diafragma merupakan struktur yang bekerja menahan berat sendiri (tidak menerima beban luar dan tidak sebagai struktur utama).

$$\begin{aligned} W_d &= \text{akibat berat sendiri} \\ &= b \times h \times \text{berat jenis beton} \\ &= 0,2 \times 0,2 \times 2500 \\ &= 100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 W_d \\ &= 1,2 \times 100 \\ &= 120 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 120 \times 0,6^2 \\ &= 5,4 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{5,4}{0,8} \\ &= 6,75 \text{ kg m} \end{aligned}$$

4.4.2.2 Penulangan

- Penulangan lentur

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - p - \varphi \text{ sengkang} - 0.5 \varphi \\ &= 200 - 40 - 8 - 0,5 \times 16 = 144 \\ &\text{Mm} \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1x'f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0,85 \times 30}{240} \times \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0,0645$$

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

$$= 0,75 \times 0,0325 = 0,0484$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,412$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{67500}{200 \times 144^2} = 0,0163 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times R_n}{f_y} \right)} \right)$$

$$= \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 9,412 \times 0,0163}{240} \right)} \right) = 0,00014$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}, \text{ maka}$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,00583 \times 200 \times 144$$

$$= 168 \text{ mm}^2$$

Dipasang Tulangan 2D16 ($A_{s\text{pasang}} = 201,143 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Geser :

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times w_u \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 120 \times 0,6 \\ &= 36 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{300} \times 20 \times 14,4 \\ &= 848,012 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0,6 \times 848,012}{2} = 254,403 \text{ kg}$$

$V_u < \frac{\phi V_c}{2}$ maka digunakan tulangan sengkang praktis
 $\phi 8 - 150 \text{ mm}$ ($A_s = 188 \text{ mm}^2$)

4.5 Perencanaan Struktur Utama

4.5.1 Pre-eliminary Desain

Viaduk kereta api ini akan direncanakan menggunakan struktur pelat berongga pratekan. Perencanaan ini terdiri dari dua jembatan identik yang akan disejajarkan.

Pada dasarnya, struktur ini merupakan sebuah pelat. Namun, karena bentuknya simetris sehingga pelat ini dapat dianalisis sebagai sebuah balok pratekan biasa.

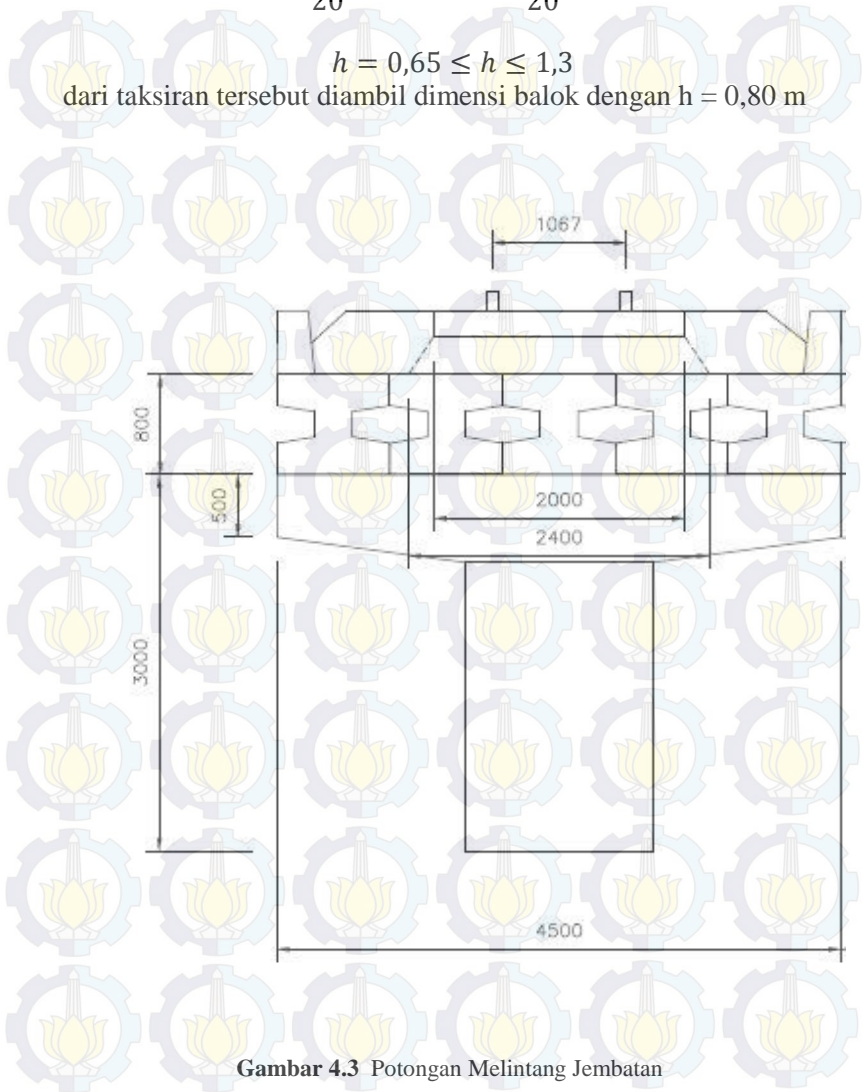
Perencanaan dimensi balok utama menggunakan rumus pendekatan awal untuk menentukan tinggi balok (h) :

$$h = \frac{L}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{L}{20} + 0,50$$

$$h = \frac{17}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{17}{20} + 0,50$$

$$h = 0,65 \leq h \leq 1,3$$

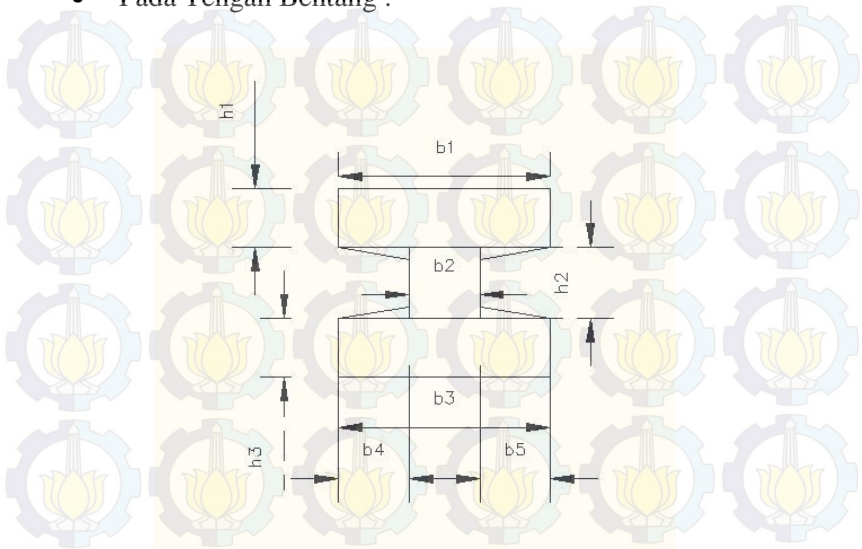
dari taksiran tersebut diambil dimensi balok dengan $h = 0,80$ m



Gambar 4.3 Potongan Melintang Jembatan

4.5.2 Karakteristik Gelagar Utama

- Pada Tengah Bentang :



Gambar 4.4 Perencanaan Potongan Melintang Gelagar daerah Lapangan

Dimensi :

| | | |
|----|-----|----|
| H | 800 | mm |
| h1 | 250 | mm |
| h2 | 300 | mm |
| h3 | 250 | mm |
| b1 | 900 | mm |
| b2 | 300 | mm |
| b3 | 900 | mm |
| b4 | 300 | mm |
| b5 | 300 | mm |

Sifat-sifat :

$$Ac = 480900 \text{ mm}^2$$

$$I = 36913175000 \text{ mm}^4$$

$$Cb = Yb = 400 \text{ mm}$$

$$Y_a = 400 \text{ mm}$$

$$R^2 = \frac{I}{A_c} = 76758,525 \text{ mm}^2$$

Kontrol kelangsingan balok

$$\rho = \frac{r^2}{Y_a \cdot Y_b} = 0,479$$

Maka dimensi balok tersebut sudah seimbang dan baik, karena apabila :

$\rho \leq 0,45$, balok terlalu gemuk

$\rho \geq 0,55$, balok terlalu langsing dalam pelaksanaan

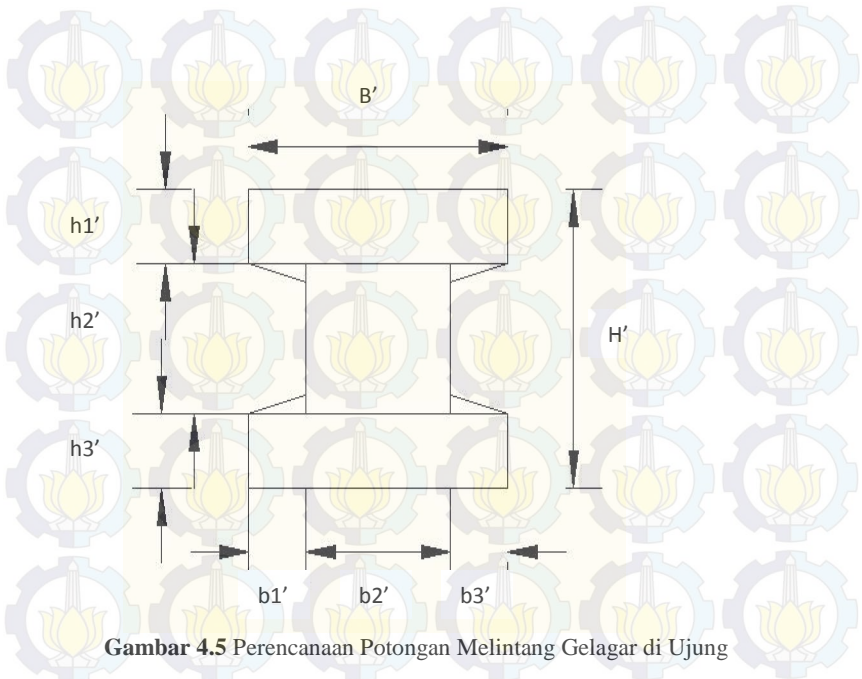
$$w_a = \frac{I}{Y_a} = \frac{36913175000}{400} = 92282937,5 \text{ mm}^3$$

$$w_b = \frac{I}{Y_b} = \frac{36913175000}{400} = 92282937,5 \text{ mm}^3$$

$$K_a = \frac{w_b}{A_c} = \frac{92282937,5}{480900} = 191,89 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{w_a}{A_c} = \frac{92282937,5}{480900} = 191,89 \text{ mm}$$

- Pada ujung bentang :



Dimensi :

| | | |
|-------|-----|----|
| H' | 800 | mm |
| $h1'$ | 200 | mm |
| $h2'$ | 400 | mm |
| $h3'$ | 200 | mm |
| B' | 900 | mm |
| $b1'$ | 200 | mm |
| $b2'$ | 500 | mm |
| $b3'$ | 200 | mm |

Sifat-sifat :

$$A_c = 580000 \text{ mm}^2$$

$$I = 36941666667 \text{ mm}^4$$

$$C_b = Y_b = 400 \text{ mm}$$

$$Y_a = 400 \text{ mm}$$

$$R^2 = \frac{I}{A_c} = 63692 \text{ mm}^2$$

$$w_a = \frac{I}{Y_a} = \frac{36941666667}{400} = 92354166 \text{ mm}^3$$

$$w_b = \frac{Y_b}{I} = \frac{400}{36941666667} = 92354166 \text{ mm}^3$$

$$K_a = \frac{w_b}{A_c} = \frac{92354166}{580000} = 159 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{w_a}{A_c} = \frac{92354166}{580000} = 159 \text{ mm}$$

4.6 Analisa Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur ialah sebagai berikut.

Tabel 4.1 berat jenis bahan

| Bahan Jembatan | Berat Bahan |
|-----------------------|-----------------------|
| Beton bertulang (cor) | 25 KN/m ³ |
| Pratekan (pracetak) | 25 KN/m ³ |
| Beton massa (cor) | 24 KN/m ³ |
| Genangan air | 9,8 KN/m ³ |
| Kerikil ballast | 20 KN/m ³ |

4.6.1 Beban Gravitasi

- Akibat Berat Sendiri (D1)

Berat sendiri adalah hasil perkalian antara luas profil gelagar dengan berat volume beton pratekan.

Berat profil = Luas profil x berat volume beton pratekan

- Berat sendiri profil I bagian tengah = $0,4809 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 12,03 \text{ KN/m}$
- Berat sendiri profil I bagian ujung = $0,58 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 14,5 \text{ KN/m}$
- Akibat Beban Mati Tambahan (D2)
Beban D2 merata.
 1. Berat rel/
Spoor = $2 \times 0,54 \text{ KN/m} = 1,08 \text{ KN/m}$
 2. Berat
bantalan
beton Wika
N-6 = $\left(\frac{1,9 \text{ KN}}{0,6}\right) : 4,5 \text{ m} = 0,704 \text{ KN/m}$
 3. Batu kerikil
Ballast = $2,025 \text{ m}^2 \times 20 \text{ KN/m}^3 = 40,5 \text{ KN/m}$
 4. Air hujan = $0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 9,8 \text{ KN/m} = 0,49 \text{ KN/m}$
 5. Penahan
Tepi = $\left(\frac{0,20+0,25}{2} \times 0,7 \times 25 \text{ KN/m}^3\right) \times 2 = 7,88 \text{ KN/m}$
 6. Berat
Sambungan
dan pengikat
rel = $30\% \times 2,5 \text{ KN/m} = 0,8 \text{ KN/m}$
 7. Berat
Diafragma = $= 0,17 \text{ KN/m}$

Total D2 = 51,63 KN/m

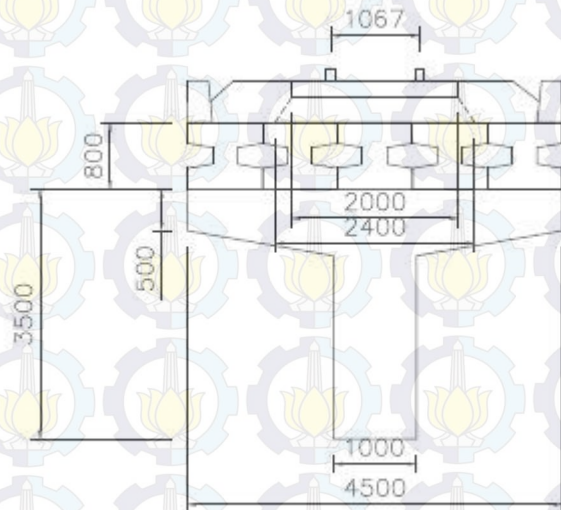
Maka, D2 per girder = 10,33 KN/m

- Akibat Beban Hidup
 1. Beban Kereta (L)
Beban gandar yang dipakai adalah = 8,75 t/m' sesuai dengan yang disyaratkan pada Standar Teknis Kereta Api Struktur Beton dan Pondasi dengan asumsi beban

lokomotif terberat. Dikarenakan tidak mungkin satu girder menerima beban gandar sepenuhnya.

$$r = b + 1,5(d + g) + h = 2400 \text{ mm}$$

Maka beban terberat 1 girder memikul :
 $900/2400 = 3/8$ beban gandar berdasarkan lebar distribusi beban gandar. Sehingga beban yang dipikul = 3,29 ton/m = 32,9 kN/m.



Gambar 4.6 lebar distribusi beban

2. Beban Kerumunan (L_p)

Nilai karakteristik beban kerumunan ditetapkan berdasarkan STKAI 2006 yaitu sebesar $5,0 \text{ kN/m}^2$.

- Akibat Beban Kejut (I)

Pada struktur balok juga perlu diperhitungkan beban kejut, seperti yang disyaratkan dalam STKAI Beton dan Pondasi.

Nilai beban kejut dihitung melalui perkalian beban gandar dengan koefisien kejut (i) :

$$i = Ka \cdot \alpha + \frac{10}{65 + L} \leq 0,6$$

Dengan :

I = Koefisien kejut

L = Bentang elemen (m)

Ka = koefisien pada tabel (diambil nilai $Ka=1$)

α = Parameter kecepatan

$$\alpha = \frac{V}{7.2n \cdot L}$$

n = Frekuensi alami dasar (Hz) elemen, dapat dihitung dengan rumus perkiraan

$n \geq 55 \cdot L^{-0.8}$ untuk $L \geq 10m$

$n < 55 \cdot L^{-0.8}$ untuk $L < 10m$

$$\text{koefisien kejut Desain} = 1 \cdot \frac{160}{7.25,571 \cdot 17,5} + \frac{10}{65+17,5} = 0,238$$

$$\text{Beban Kejut (I)} = 3,29 \times 0,238 = 0,78 \text{ ton/m} = 7,8 \text{ KN/m}$$

4.6.2 Beban Longitudinal

- Akibat Beban Rem (B)

Beban rem sesuai dengan Standar Teknik Kereta Api Indonesia pasal 6.6.6 tabel 6.6.6-1 menyebutkan bahwa beban rem lokomotif sebesar 25% dari nilai karakteristik beban kereta.

$$\text{Beban Rem (B)} = 25\% \times 3,29 \text{ ton/m} = 0,83 \text{ ton/m}$$

- Akibat Beban Longitudinal Rel (L_R)

Nilai karakteristik beban longitudinal rel panjang per jalan rel yang digunakan untuk mengetahui kondisi batas ultimit pada dasarnya adalah hasil panjang keseluruhan struktur menerus yang dikalikan 10 KN/m atau kurang. Namun nilai tersebut harus 2000KN atau kurang.

Total struktur menerus = 35 m. Maka :

$L_r = 10 \text{ KN/m} \times 35\text{m} = 350 \text{ KN}$. Jadi beban per balok = $350/5 = 70 \text{ KN}$

4.6.3 Beban Lateral

- Akibat Beban Lateral Kereta (L_f)

Beban lateral kereta adalah beban yang bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal. Besarnya adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta listrik/diesel.

Beban lateral kereta (L_2) = $20\% \times 3,29 \text{ ton/m} = 0,66 \text{ ton/m} = 6,6 \text{ KN/m}$

- Beban Angin (W)

Pada dasarnya, beban angin bekerja horisontal secara tegak lurus pada jembatan sebesar $1,50 \text{ KN/m}^2$ untuk area proyeksi jembatan dan kereta pada permukaan vertikal bila ada kereta. Area proyeksi pada permukaan vertikal kereta harus dianggap sebagai bidang vertikal dengan tinggi lokomotif 3,6m yang berada di atas kop rel atas.

Sehingga proyeksi beban angin yang bekerja terhadap balok sebesar $W = 150 \text{ kg/m}^2 \times 4,9 \text{ m} = 735 \text{ kg/m}$.

Beban angin diasumsikan beban terbagi merata pada semua balok girder. Sehingga setiap balok menerima beban total = $147 \text{ kg/m} = 1,47 \text{ KN/m}$.

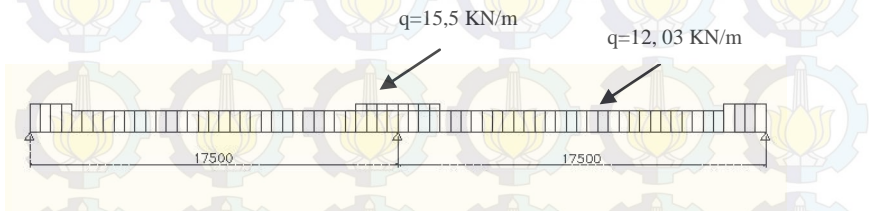
4.6.4 Kombinasi Pembebanan Perencanaan Balok

Kombinasi yang bekerja pada balok girder sesuai Standar Teknis Kereta Api Indonesia untuk Struktur Beton dan Pondasi tabel 6.7-1. Kombinasi beban desain adalah sebagai berikut :

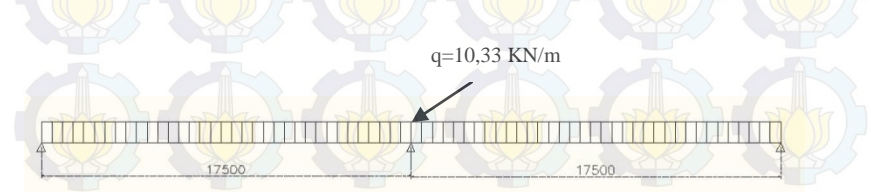
1. D_1
2. D_1+D_2
3. D_1+D_2+L+I
4. $1,1D_1+1,2D_2+1,2L+1,2I+L_f+W$
5. $1,1D_1+1,2D_2+1,1L_f+L+I+W$

Pemodelan pembebanan

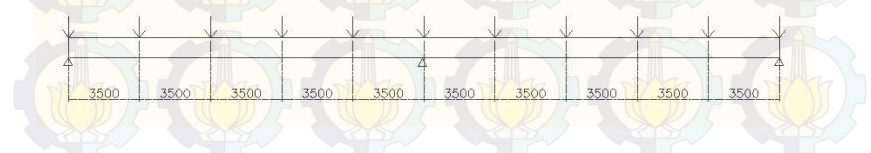
- Beban sendiri balok



- Beban ballast, penahan tepi, dan air hujan

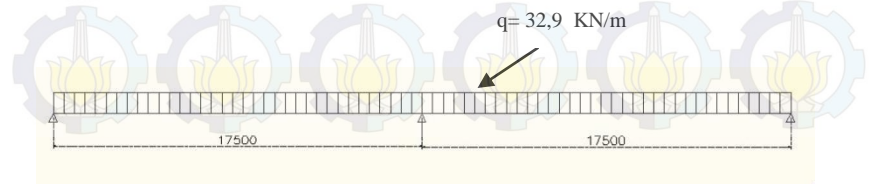


- Beban difragma
 $P = 1 \text{ KN/m}$

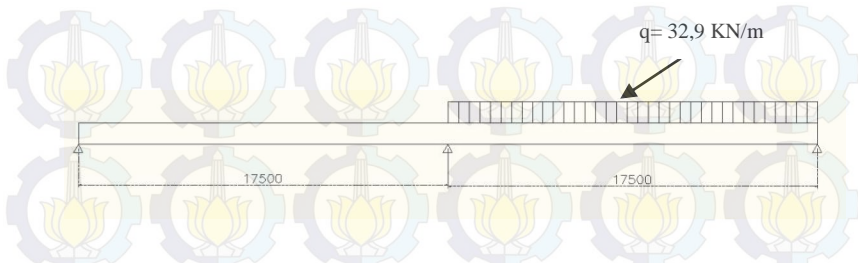


- Beban hidup
 $L = 32,9 \text{ KN/m}$

Alternatif 1



Alternatif 2



Untuk menentukan beban hidup yang dipakai adalah ditentukan dari posisi beban hidup yang mempunyai gaya dalam paling menentukan atau dalam kata lain yang paling maksimum.

4.7 Perhitungan Momen dan Gaya Dalam Balok

Perhitungan momen menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14 dan hasilnya dinyatakan dalam gambar dan tabel berikut :

- Pada saat simple beam

Tabel 4.2 Gaya Geser dan Momen pada Balok pada analisa balok sederhana

| Station | Gaya Geser (KN) | Momen (KNm) |
|---------|-----------------|-------------|
| 0 | -113,072 | -5,684E-14 |
| 1 | -98,243 | 105,6576 |
| 2 | -83,415 | 196,4869 |
| 3 | -71,06 | 273,726 |
| 4 | -58,702 | 338,6068 |
| 5 | -46,343 | 391,1293 |
| 6 | -33,985 | 431,2937 |
| 7 | -21,627 | 459,0997 |

| | | |
|------|---------|------------|
| 8 | -9,269 | 474,5475 |
| 9 | 3,09 | 477,6371 |
| 10 | 15,448 | 468,3684 |
| 11 | 27,806 | 446,7415 |
| 12 | 40,164 | 412,7563 |
| 13 | 52,523 | 366,4128 |
| 14 | 64,881 | 307,7111 |
| 15 | 77,239 | 236,6512 |
| 16 | 90,829 | 152,9258 |
| 17 | 105,658 | 54,6823 |
| 17,5 | 113,072 | -8,009E-13 |

- Pada saat menjadi balok menerus :

Tabel 4.3 Gaya Geser dan Momen pada Balok pada analisa balok menerus

| Frame | Station | Alternatif 1 | | | Alternatif 2 | |
|-------|---------|--------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| | | OutputCase | Gaya Geser (KN) | Momen (KN) | Gaya Geser (KN) | Momen (KN) |
| 1 | 0 | COMBO 1 | -84,787 | 3,491E-14 | -84,787 | 3,491E-14 |
| 1 | 1 | COMBO 1 | -71,871 | 78,3292 | -71,871 | 78,3292 |
| 1 | 2 | COMBO 1 | -58,955 | 143,7421 | -58,955 | 143,7421 |
| 1 | 3 | COMBO 1 | -46,039 | 196,2388 | -46,039 | 196,2388 |
| 1 | 4 | COMBO 1 | -33,122 | 235,8192 | -33,122 | 235,8192 |
| 1 | 5 | COMBO 1 | -20,206 | 262,4834 | -20,206 | 262,4834 |
| 1 | 6 | COMBO 1 | -7,29 | 276,2314 | -7,29 | 276,2314 |
| 1 | 7 | COMBO 1 | 5,626 | 277,063 | 5,626 | 277,063 |
| 1 | 8 | COMBO 1 | 18,543 | 264,9785 | 18,543 | 264,9785 |
| 1 | 9 | COMBO 1 | 31,459 | 239,9777 | 31,459 | 239,9777 |
| 1 | 10 | COMBO 1 | 44,375 | 202,0606 | 44,375 | 202,0606 |
| 1 | 11 | COMBO 1 | 57,291 | 151,2273 | 57,291 | 151,2273 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|-----------|---------|-----------|
| 1 | 12 | COMBO 1 | 70,208 | 87,4777 | 70,208 | 87,4777 |
| 1 | 13 | COMBO 1 | 83,124 | 10,8119 | 83,124 | 10,8119 |
| 1 | 14 | COMBO 1 | 96,04 | -78,7702 | 96,04 | -78,7702 |
| 1 | 15 | COMBO 1 | 108,956 | -181,2686 | 108,956 | -181,2686 |
| 1 | 16 | COMBO 1 | 121,873 | -296,6831 | 121,873 | -296,6831 |
| 1 | 17 | COMBO 1 | 134,789 | -425,014 | 134,789 | -425,014 |
| 1 | 17,5 | COMBO 1 | 141,247 | -494,023 | 141,247 | -494,023 |
| 1 | 0 | COMBO 2 | -71,116 | 4,998E-15 | -71,116 | 2,781E-14 |
| 1 | 1 | COMBO 2 | -60,496 | 65,8059 | -60,496 | 65,8059 |
| 1 | 2 | COMBO 2 | -49,875 | 120,9915 | -49,875 | 120,9915 |
| 1 | 3 | COMBO 2 | -39,255 | 165,5568 | -39,255 | 165,5568 |
| 1 | 4 | COMBO 2 | -27,635 | 199,002 | -27,635 | 199,002 |
| 1 | 5 | COMBO 2 | -17,015 | 221,3268 | -17,015 | 221,3268 |
| 1 | 6 | COMBO 2 | -6,394 | 233,0314 | -6,394 | 233,0314 |
| 1 | 7 | COMBO 2 | 4,226 | 234,1158 | 5,226 | 234,1158 |
| 1 | 8 | COMBO 2 | 15,846 | 223,5799 | 15,846 | 223,5799 |
| 1 | 9 | COMBO 2 | 26,466 | 202,4238 | 26,466 | 202,4238 |
| 1 | 10 | COMBO 2 | 37,087 | 170,6474 | 37,087 | 170,6474 |
| 1 | 11 | COMBO 2 | 48,707 | 127,7507 | 48,707 | 127,7507 |
| 1 | 12 | COMBO 2 | 59,327 | 73,7338 | 59,327 | 73,7338 |
| 1 | 13 | COMBO 2 | 69,947 | 9,0967 | 69,947 | 9,0967 |
| 1 | 14 | COMBO 2 | 81,568 | -66,1607 | 81,568 | -66,1607 |
| 1 | 15 | COMBO 2 | 92,188 | -153,0384 | 92,188 | -153,0384 |
| 1 | 16 | COMBO 2 | 102,808 | -250,5363 | 102,808 | -250,5363 |
| 1 | 17 | COMBO 2 | 113,428 | -358,6544 | 113,428 | -358,6544 |
| 1 | 17,5 | COMBO 2 | 118,738 | -416,6961 | 118,738 | -416,6961 |
| 1 | 0 | COMBO 3 | -333,121 | -9,15E-15 | -27,499 | 9,967E-15 |
| 1 | 1 | COMBO 3 | -282,588 | 307,8543 | -16,879 | 22,1887 |
| 1 | 2 | COMBO 3 | -232,054 | 565,1752 | -6,258 | 33,7571 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|-----------|------------|-----------|
| 1 | 3 | COMBO 3 | -181,521 | 771,9629 | 4,362 | 34,7053 |
| 1 | 4 | COMBO 3 | -129,988 | 927,7172 | 15,982 | 24,5332 |
| 1 | 5 | COMBO 3 | -79,454 | 1032,4382 | 26,602 | 3,2409 |
| 1 | 6 | COMBO 3 | -28,921 | 1086,6259 | 37,223 | -28,6717 |
| 1 | 7 | COMBO 3 | 22,612 | 1090,2803 | 48,843 | -71,2046 |
| 1 | 8 | COMBO 3 | 73,146 | 1042,4013 | 59,463 | -125,3576 |
| 1 | 9 | COMBO 3 | 123,679 | 943,9891 | 70,083 | -190,131 |
| 1 | 10 | COMBO 3 | 174,212 | 795,0435 | 80,704 | -265,5246 |
| 1 | 11 | COMBO 3 | 225,746 | 595,0646 | 92,324 | -352,0384 |
| 1 | 12 | COMBO 3 | 276,279 | 344,0524 | 102,944 | -449,6725 |
| 1 | 13 | COMBO 3 | 326,812 | 42,5069 | 113,564 | -557,9268 |
| 1 | 14 | COMBO 3 | 377,346 | -309,572 | 125,185 | -676,8014 |
| 1 | 15 | COMBO 3 | 428,879 | -713,1842 | 135,805 | -807,2963 |
| 1 | 16 | COMBO 3 | 479,412 | - | 146,425 | -948,4114 |
| 1 | 17 | COMBO 3 | 529,945 | 1167,3297 | 157,045 | - |
| 1 | 17,5 | COMBO 3 | 555,212 | 1672,0085 | 162,356 | 1100,1467 |
| 1 | 0 | COMBO 4 | -339,49 | 1943,2979 | -5,305E-14 | -1179,997 |
| 1 | 1 | COMBO 4 | -339,49 | -43,029 | 3,337E-14 | - |
| 1 | 1 | COMBO 4 | -288,029 | 313,7599 | -30,285 | 36,6573 |
| 1 | 2 | COMBO 4 | -236,569 | 576,0589 | -17,541 | 60,5703 |
| 1 | 3 | COMBO 4 | -185,108 | 786,897 | -4,797 | 71,739 |
| 1 | 4 | COMBO 4 | -132,447 | 945,6741 | 9,148 | 69,5634 |
| 1 | 5 | COMBO 4 | -80,986 | 1052,3902 | 21,892 | 54,0434 |
| 1 | 6 | COMBO 4 | -29,525 | 1107,6453 | 34,636 | 25,7792 |
| 1 | 7 | COMBO 4 | 23,136 | 1111,4395 | 48,581 | -15,2293 |
| 1 | 8 | COMBO 4 | 74,597 | 1062,5728 | 61,325 | -70,1821 |
| 1 | 9 | COMBO 4 | 126,058 | 962,2451 | 74,069 | -137,8792 |
| 1 | 10 | COMBO 4 | 177,519 | 810,4564 | 86,814 | -218,3206 |
| 1 | 11 | COMBO 4 | 230,18 | 606,6068 | 100,758 | -312,1064 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|------------|-----------|-----------|
| 1 | 12 | COMBO 4 | 281,641 | 350,6962 | 113,502 | -419,2364 |
| 1 | 13 | COMBO 4 | 333,102 | 43,3247 | 126,246 | -539,1107 |
| 1 | 14 | COMBO 4 | 385,763 | -315,5078 | 140,191 | -671,7294 |
| 1 | 15 | COMBO 4 | 437,224 | -727,0012 | 152,935 | -818,2923 |
| 1 | 16 | COMBO 4 | 488,685 | - | 1189,9556 | 165,679 |
| 1 | 17 | COMBO 4 | 540,146 | -1704,371 | 178,424 | -1149,651 |
| 1 | 17,5 | COMBO 4 | 565,876 | - | 1980,8765 | 184,796 |
| 1 | 0 | COMBO 5 | -347,344 | -8,151E-15 | -41,722 | 1,553E-14 |
| 1 | 1 | COMBO 5 | -294,687 | 321,0155 | -28,978 | 35,3498 |
| 1 | 2 | COMBO 5 | -242,029 | 589,3735 | -16,233 | 57,9554 |
| 1 | 3 | COMBO 5 | -189,372 | 805,0743 | -3,489 | 67,8166 |
| 1 | 4 | COMBO 5 | -135,515 | 967,5176 | 10,455 | 64,3336 |
| 1 | 5 | COMBO 5 | -82,857 | 1076,7036 | 23,2 | 47,5062 |
| 1 | 6 | COMBO 5 | -30,2 | 1133,2322 | 35,944 | 17,9346 |
| 1 | 7 | COMBO 5 | 23,657 | 1137,1034 | 49,888 | -24,3814 |
| 1 | 8 | COMBO 5 | 76,315 | 1087,1173 | 62,632 | -80,6417 |
| 1 | 9 | COMBO 5 | 128,972 | 984,4738 | 75,377 | -149,6462 |
| 1 | 10 | COMBO 5 | 181,63 | 829,173 | 88,121 | -231,3951 |
| 1 | 11 | COMBO 5 | 235,487 | 620,6147 | 102,065 | -326,4883 |
| 1 | 12 | COMBO 5 | 288,144 | 358,7991 | 114,81 | -434,9257 |
| 1 | 13 | COMBO 5 | 340,802 | 44,3262 | 127,554 | -556,1075 |
| 1 | 14 | COMBO 5 | 394,659 | -322,8041 | 141,498 | -690,0336 |
| 1 | 15 | COMBO 5 | 447,316 | -743,7918 | 154,243 | -837,9039 |
| 1 | 16 | COMBO 5 | 499,974 | - | 1217,4369 | 166,987 |
| 1 | 16,5 | COMBO 5 | 526,302 | -1474,006 | 173,359 | - |
| 1 | 17 | COMBO 5 | 552,631 | - | 1743,7393 | 179,731 |
| 1 | 17,5 | COMBO 5 | 578,96 | - | 2026,6371 | 186,103 |
| | | | | | | 1263,3362 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|------------|----------|------------|
| 2 | 0 | COMBO 1 | -141,247 | -494,023 | -141,247 | -494,023 |
| 2 | 1 | COMBO 1 | -128,331 | -359,234 | -128,331 | -359,234 |
| 2 | 2 | COMBO 1 | -115,415 | -237,3613 | -115,415 | -237,3613 |
| 2 | 3 | COMBO 1 | -102,498 | -128,4049 | -102,498 | -128,4049 |
| 2 | 4 | COMBO 1 | -89,582 | -32,3647 | -89,582 | -32,3647 |
| 2 | 5 | COMBO 1 | -76,666 | 50,7593 | -76,666 | 50,7593 |
| 2 | 6 | COMBO 1 | -63,75 | 120,967 | -63,75 | 120,967 |
| 2 | 7 | COMBO 1 | -50,833 | 178,2585 | -50,833 | 178,2585 |
| 2 | 8 | COMBO 1 | -37,917 | 222,6336 | -37,917 | 222,6336 |
| 2 | 9 | COMBO 1 | -25,001 | 254,0926 | -25,001 | 254,0926 |
| 2 | 10 | COMBO 1 | -12,085 | 272,6353 | -12,085 | 272,6353 |
| 2 | 11 | COMBO 1 | 0,832 | 278,2617 | 0,832 | 278,2617 |
| 2 | 12 | COMBO 1 | 13,748 | 270,9719 | 13,748 | 270,9719 |
| 2 | 13 | COMBO 1 | 26,664 | 250,7659 | 26,664 | 250,7659 |
| 2 | 14 | COMBO 1 | 39,58 | 217,6436 | 39,58 | 217,6436 |
| 2 | 15 | COMBO 1 | 52,497 | 171,605 | 52,497 | 171,605 |
| 2 | 16 | COMBO 1 | 65,413 | 112,6502 | 65,413 | 112,6502 |
| 2 | 17 | COMBO 1 | 78,329 | 40,7791 | 78,329 | 40,7791 |
| 2 | 17,5 | COMBO 1 | 84,787 | -1,446E-12 | 84,787 | -1,446E-12 |
| 2 | 0 | COMBO 2 | -118,738 | -416,6961 | -118,738 | -416,6961 |
| 2 | 1 | COMBO 2 | -108,118 | -303,2678 | -108,118 | -303,2678 |
| 2 | 2 | COMBO 2 | -97,498 | -200,4598 | -97,498 | -200,4598 |
| 2 | 3 | COMBO 2 | -86,878 | -108,272 | -86,878 | -108,272 |
| 2 | 4 | COMBO 2 | -75,257 | -27,2045 | -75,257 | -27,2045 |
| 2 | 5 | COMBO 2 | -64,637 | 42,7428 | -64,637 | 42,7428 |
| 2 | 6 | COMBO 2 | -54,017 | 102,0698 | -54,017 | 102,0698 |
| 2 | 7 | COMBO 2 | -42,397 | 150,7766 | -42,397 | 150,7766 |
| 2 | 8 | COMBO 2 | -31,776 | 187,8631 | -31,776 | 187,8631 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|------------|----------|------------|
| 2 | 9 | COMBO 2 | -21,156 | 214,3294 | -21,156 | 214,3294 |
| 2 | 10 | COMBO 2 | -10,536 | 230,1754 | -10,536 | 230,1754 |
| 2 | 11 | COMBO 2 | 1,084 | 234,9011 | 1,084 | 234,9011 |
| 2 | 12 | COMBO 2 | 11,705 | 228,5067 | 11,705 | 228,5067 |
| 2 | 13 | COMBO 2 | 22,325 | 211,4919 | 22,325 | 211,4919 |
| 2 | 14 | COMBO 2 | 33,945 | 183,8569 | 33,945 | 183,8569 |
| 2 | 15 | COMBO 2 | 44,565 | 144,6017 | 44,565 | 144,6017 |
| 2 | 16 | COMBO 2 | 55,186 | 94,7262 | 55,186 | 94,7262 |
| 2 | 17 | COMBO 2 | 65,806 | 34,2305 | 65,806 | 34,2305 |
| 2 | 17,5 | COMBO 2 | 71,116 | -8,794E-13 | 71,116 | -1,102E-12 |
| 2 | 0 | COMBO 3 | -555,212 | 1943,2979 | -511,595 | -1179,997 |
| 2 | 1 | COMBO 3 | -504,679 | 1413,3524 | -461,062 | -693,6687 |
| 2 | 2 | COMBO 3 | -454,145 | -933,9402 | -410,528 | -257,8738 |
| 2 | 3 | COMBO 3 | -403,612 | -505,0614 | -359,995 | 127,3879 |
| 2 | 4 | COMBO 3 | -352,079 | -127,2159 | -308,462 | 461,6162 |
| 2 | 5 | COMBO 3 | -301,546 | 199,5963 | -257,928 | 744,8112 |
| 2 | 6 | COMBO 3 | -251,012 | 475,8752 | -207,395 | 977,4729 |
| 2 | 7 | COMBO 3 | -200,479 | 701,6207 | -155,862 | 1159,6012 |
| 2 | 8 | COMBO 3 | -148,946 | 875,833 | -105,328 | 1290,1963 |
| 2 | 9 | COMBO 3 | -98,412 | 999,5119 | -54,795 | 1370,258 |
| 2 | 10 | COMBO 3 | -47,879 | 1072,6575 | -4,262 | 1399,7864 |
| 2 | 11 | COMBO 3 | 3,654 | 1094,7698 | 47,272 | 1378,2815 |
| 2 | 12 | COMBO 3 | 54,188 | 1065,8487 | 97,805 | 1305,7433 |
| 2 | 13 | COMBO 3 | 104,721 | 986,3944 | 148,338 | 1182,6717 |
| 2 | 14 | COMBO 3 | 156,254 | 856,4067 | 199,872 | 1009,0669 |
| 2 | 15 | COMBO 3 | 206,788 | 674,8857 | 250,405 | 783,9287 |
| 2 | 16 | COMBO 3 | 257,321 | 442,8314 | 300,938 | 508,2572 |
| 2 | 17 | COMBO 3 | 307,854 | 160,2438 | 351,471 | 182,0524 |

| | | | | | | |
|---|------|---------|----------|------------|----------|------------|
| 2 | 17,5 | COMBO 3 | 333,121 | -1,334E-12 | 376,738 | -1,569E-13 |
| 2 | 0 | COMBO 4 | -565,876 | 1980,8765 | -523,567 | 1240,4559 |
| 2 | 1 | COMBO 4 | -514,415 | 1440,7307 | -472,106 | -742,6198 |
| 2 | 2 | COMBO 4 | -462,954 | -952,0458 | -420,645 | -296,2447 |
| 2 | 3 | COMBO 4 | -411,493 | -514,8219 | -369,184 | 98,6695 |
| 2 | 4 | COMBO 4 | -358,832 | -129,6589 | -316,523 | 441,5227 |
| 2 | 5 | COMBO 4 | -307,372 | 203,4431 | -265,062 | 732,3149 |
| 2 | 6 | COMBO 4 | -255,911 | 485,0841 | -213,601 | 971,6462 |
| 2 | 7 | COMBO 4 | -203,25 | 715,2642 | -160,94 | 1159,5166 |
| 2 | 8 | COMBO 4 | -151,789 | 892,7834 | -109,479 | 1294,726 |
| 2 | 9 | COMBO 4 | -100,328 | 1018,8416 | -58,018 | 1378,4744 |
| 2 | 10 | COMBO 4 | -48,867 | 1093,4388 | -6,557 | 1410,7619 |
| 2 | 11 | COMBO 4 | 3,794 | 1115,9751 | 46,104 | 1390,9884 |
| 2 | 12 | COMBO 4 | 55,255 | 1086,4504 | 97,565 | 1319,154 |
| 2 | 13 | COMBO 4 | 106,716 | 1005,4647 | 149,026 | 1195,8586 |
| 2 | 14 | COMBO 4 | 159,377 | 873,0181 | 201,687 | 1021,1023 |
| 2 | 15 | COMBO 4 | 210,838 | 687,9106 | 253,148 | 793,6849 |
| 2 | 16 | COMBO 4 | 262,299 | 451,3421 | 304,609 | 514,8067 |
| 2 | 17 | COMBO 4 | 313,76 | 163,3126 | 356,07 | 184,4675 |
| 2 | 17,5 | COMBO 4 | 339,49 | -9,268E-13 | 381,8 | 4,325E-13 |
| 2 | 0 | COMBO 5 | -578,96 | 2026,6371 | -535,343 | 1263,3362 |
| 2 | 1 | COMBO 5 | -526,302 | -1474,006 | -482,685 | -754,3223 |
| 2 | 2 | COMBO 5 | -473,645 | -974,0322 | -430,028 | -297,9657 |
| 2 | 3 | COMBO 5 | -420,988 | -526,7158 | -377,371 | 105,7335 |
| 2 | 4 | COMBO 5 | -367,13 | -132,6568 | -323,513 | 456,1753 |
| 2 | 5 | COMBO 5 | -314,473 | 208,1448 | -270,856 | 753,3597 |
| 2 | 6 | COMBO 5 | -261,816 | 496,2891 | -218,198 | 997,8868 |

| | | | | | | |
|---|----|---------|----------|-----------|----------|------------|
| 2 | 7 | COMBO 5 | -207,958 | 731,776 | -164,341 | 1189,7566 |
| 2 | 8 | COMBO 5 | -155,301 | 913,4056 | -111,684 | 1327,7689 |
| 2 | 9 | COMBO 5 | -102,643 | 1042,3777 | -59,026 | 1413,1239 |
| 2 | 10 | COMBO 5 | -49,986 | 1118,6926 | -6,369 | 1445,8215 |
| 2 | 11 | COMBO 5 | 3,871 | 1141,75 | 47,488 | 1425,2617 |
| 2 | 12 | COMBO 5 | 56,529 | 1111,5501 | 100,146 | 1351,4446 |
| 2 | 13 | COMBO 5 | 109,186 | 1028,6928 | 152,803 | 1224,9701 |
| 2 | 14 | COMBO 5 | 163,043 | 893,1781 | 206,661 | 1045,8383 |
| 2 | 15 | COMBO 5 | 215,701 | 703,8061 | 259,318 | 812,849 |
| 2 | 16 | COMBO 5 | 268,358 | 461,7767 | 311,975 | 527,2025 |
| 2 | 17 | COMBO 5 | 321,015 | 167,0899 | 390,961 | -3,774E-13 |

Dari tabel di atas dapat diambil nilai momen akibat beban balok (MG) dan momen total kombinasi (MT).

Dari hasil output SAP 2000 tersebut dapat diketahui momen (+) maksimum pada lapangan terjadi pada jarak 6,5 m dari tumpuan kiri dan momen (-) maksimum terjadi pada tumpuan tengah yang mana momen tersebut terjadi pada kondisi alternatif pertama.

4.7 Analisa Gaya Prategang

4.7.1 Perencanaan Gaya Prategang awal (F_o)

Struktur balok menerus ini berdiri di atas tiga tumpuan dengan masing-masing bentang 17,5 meter. Langkah pertama menganalisa balok prategang adalah menentukan batasan F_o atau besarnya tarikan (stressing) awal pada balok.

Tegangan pada beton yang diijinkan :

a. Saat transfer / jacking

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tekan}} &= 0,6 \times f_{ci}' \\ &= 0,6 \times 32,5 \\ &= 19,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0 \text{ Mpa}$$

b. Saat service

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 \times f^c \\ &= 0,45 \times 50 \\ &= 22,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0 \text{ Mpa}$$



Gambar 4.7 Struktur Menerus Jembatan

Nilai momen akibat beban sendiri dan beban hidup total (MT) sebagai berikut :

Gaya prategang total setelah dikurangi kehilangan

$$F = \frac{MT}{0,65 \times h}$$

$$F_o = \frac{2604}{0,65 \times 0,8} = 5007,7 \text{ KN}$$

Untuk metode pascatarik (post-tension) kehilangan gaya prategang diperkirakan sekitar 20%. Gaya prategang total, sesaat setelah transfer :

$$F_o = \frac{5007,7}{0,8} = 6259,62 \text{ KN}$$

Dipakai $F_o = 7000 \text{ KN}$

1. Penentuan gaya prategang untuk tendon simple beam

Penentuan gaya prategang saat jacking dilakukan pada balok dengan bentang 17,5 m. Beban yang terjadi adalah beban sendiri akibat beban balok.

Pada tengah bentang (momen maksimum) momen yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} MG &= \frac{1}{8} \times qd \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 12,59 \times 17,5^2 \\ &= 477,64 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan gaya prategang $F_o = 2300 \text{ KN}$.

Pada momen positif (lapangan) :

Letak tendon direncanakan :

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

$$Mg = 477,64 \text{ KNm}$$

➤ Kontrol tegangan yang terjadi saat jacking :

- Pada serat atas

$$f_{ct} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times yt}{I} - \frac{Mg \times yt}{I}$$

$$f_{ct} = -\frac{2300 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2300 \cdot 10^3 \times 100 \times 400}{36913175000} - \frac{477640000 \times 400}{36913175000}$$

$$f_{ct1} = -4,78 + 2,49 - 5,18$$

$$f_{ct1} = -7,5 \text{ MPa} < \sigma_t = 0 \text{ MPa}$$

- Pada serat bawah

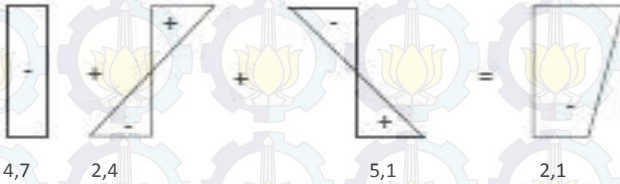
$$f_{cb} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I} + \frac{Mg \times y_t}{I} \leq \sigma_b$$

$$0 = -\frac{2300 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2300 \cdot 10^3 \times 100 \times 400}{36913175000} - \frac{477640000 \times 400}{36913175000}$$

$$f_{cb1} = -4,78 - 2,49 + 5,18$$

$$f_{cb1} = -2,1 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 19,5 \text{ MPa}$$

7,5



Pada tumpuan

Letak tendon direncanakan :

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$Mg = 0 \text{ KNm}$$

➤ Kontrol tegangan yang terjadi saat jacking :

- Pada serat atas

$$f_{ct1} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I} - \frac{Mg \times y_t}{I} \leq \sigma_t$$

$$f_{ct1} = -\frac{2300 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2300 \cdot 10^3 \times 50 \times 400}{36941666667} - \frac{0 \times 400}{36941666667}$$

$$f_{ct1} = -3,97 + 1,25$$

$$f_{ct1} = -2,7 \text{ MPa} < \sigma_t = 0 \text{ MPa}$$

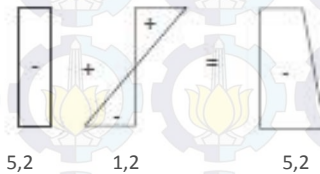
- Pada serat bawah

$$f_{cb1} = -\frac{F_0}{A} - \frac{F_0 \times e \times yt}{I} + \frac{Mg \times yt}{I} \leq \sigma_b$$

$$f_{cb1} = -\frac{2300 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2300 \cdot 10^3 \times 500 \times 400}{36941666667} - \frac{0 \times 400}{36941666667}$$

$$f_{cb} = -3,97 - 1,25$$

$$f_{cb} = -5,2 < \sigma_b = 19,5 \text{ MPa}$$



2. Penentuan Gaya Prategang untuk Beban Hidup

Penentuan gaya prategang untuk beban hidup dilakukan setelah balok dianggap menerus dengan bentang 35 m. Beban yang terjadi adalah beban mati tambahan saat jacking dan ditambah dengan beban hidup kereta api saat service.

Momen maksimum yang terjadi diadaptasi dengan menggunakan bantuan program SAP 2000.

Direncanakan menggunakan gaya prategang $F_0 = 4700$ KN.

Perencanaan letak tendon :

1. Tendon simple beam

Tabel 4.4 Perencanaan letak tendon pada balok sederhana

| Frame | Station | e |
|-------|---------|--------|
| | (m) | (mm) |
| 1 | 0 | 50 |
| 1 | 1 | 60,777 |
| 1 | 2 | 70,248 |

| | | |
|---|------|--------|
| 1 | 3 | 78,413 |
| 1 | 4 | 85,272 |
| 1 | 5 | 90,825 |
| 1 | 6 | 95,072 |
| 1 | 7 | 98,013 |
| 1 | 8 | 99,648 |
| 1 | 9 | 99,977 |
| 1 | 10 | 99 |
| 1 | 11 | 96,717 |
| 1 | 12 | 93,128 |
| 1 | 13 | 88,233 |
| 1 | 14 | 82,032 |
| 1 | 15 | 74,525 |
| 1 | 15,5 | 70,282 |
| 1 | 16 | 65,712 |
| 1 | 17 | 55,593 |
| 1 | 17,5 | 50,044 |

2. Tendon menerus

Tabel 4.5 Perencanaan letak tendon pada balok menerus

| Frame | Station | e |
|-------|---------|---------|
| | (m) | (mm) |
| 1 | 0 | 120 |
| 1 | 1 | 144,438 |
| 1 | 2 | 164,432 |
| 1 | 3 | 179,982 |
| 1 | 4 | 191,088 |
| 1 | 5 | 197,75 |
| 1 | 6 | 199,968 |
| 1 | 7 | 197,742 |
| 1 | 8 | 191,072 |
| 1 | 9 | 179,958 |
| 1 | 10 | 164,4 |
| 1 | 11 | 144,398 |

| | | |
|---|------|---------|
| 1 | 12 | 119,952 |
| 1 | 13 | -18,98 |
| 1 | 14 | -130,12 |
| 1 | 15 | -213,5 |
| 1 | 16 | -269,12 |
| 1 | 17 | -296,98 |
| 2 | 17,5 | -300,5 |
| 2 | 18 | -297,08 |
| 2 | 19 | -269,42 |
| 2 | 20 | -214 |
| 2 | 21 | -130,82 |
| 2 | 22 | -19,88 |
| 2 | 23 | 118,82 |
| 2 | 24 | 143,288 |
| 2 | 25 | 163,375 |
| 2 | 26 | 178,988 |
| 2 | 27 | 190,127 |
| 2 | 28 | 196,792 |
| 2 | 29 | 198,983 |
| 2 | 30 | 196,7 |
| 2 | 31 | 189,943 |
| 2 | 32 | 178,712 |
| 2 | 33 | 163,007 |
| 2 | 34 | 142,828 |
| 2 | 35 | 118,175 |

- Perubahan letak tendon akibat gaya prategang :

Dari profil tendon dibagi dalam 3 buah parabola dapat ditentukan besarnya beban ekuivalen. Dari perencanaan besarnya F stressing didapatkan $F=4700$ KN

$$W_1 = \frac{8F h_1}{L^2} = 20,89 \text{ N/mm}$$

$$W_2 = \frac{8F h_2}{L^2} = 130,51 \text{ N/mm}$$

$$W_3 = \frac{8F h_3}{L^2} = 20,89 \text{ N/mm}$$



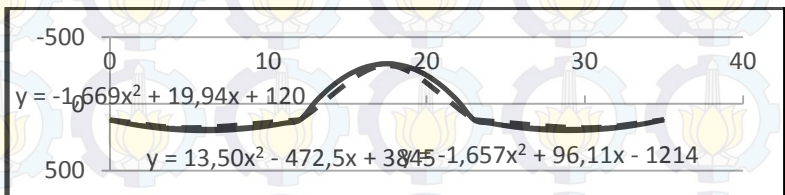
Gambar 4.8 Beban ekuivalen akibat F

Berdasarkan beban ekuivalen tersebut dapat ditentukan momen primer dengan menggunakan program bantu SAP 2000. Setelah momen sekunder pada setiap potongan penampang diketahui, letak eoo (C line) saat berdiri sendiri sudah bekerja setiap potongan penampang dinyatakan dalam tabel berikut :

Tabel 4.6 Letak C line

| Station | M3 | eoo |
|----------------|------------|------------|
| m | KN-m | |
| 0 | -2,267E-14 | 120 |
| 1 | -86,7122 | 138,271 |
| 2 | -152,8627 | 153,204 |
| 3 | -198,4515 | 164,799 |
| 4 | -223,4784 | 173,056 |
| 5 | -227,9437 | 177,975 |
| 6 | -211,8472 | 179,556 |
| 7 | -175,1889 | 177,799 |
| 8 | -117,9689 | 172,704 |
| 9 | -40,1871 | 164,271 |
| 10 | 58,1564 | 152,5 |
| 11 | 177,0616 | 137,391 |
| 12 | 316,5286 | 118,944 |
| 13 | 400,8195 | -16 |
| 14 | 354,2722 | -124 |
| 15 | 176,8866 | -205 |
| 16 | -131,3373 | -235,375 |
| 17 | -570,3994 | -275,875 |
| 17,5 | -838,9948 | -286 |
| 18 | -570,4106 | -286 |
| 19 | -131,3709 | -259 |

| | | |
|----|-----------|---------|
| 20 | 176,8306 | -205 |
| 21 | 354,1938 | -124 |
| 22 | 400,7188 | -16 |
| 23 | 316,4056 | 119 |
| 24 | 176,9488 | 138,208 |
| 25 | 58,0538 | 153,125 |
| 26 | -40,2794 | 164,728 |
| 27 | -118,0509 | 173,017 |
| 28 | -175,2607 | 177,992 |
| 29 | -211,9087 | 179,653 |
| 30 | -227,995 | 178 |
| 31 | -223,5195 | 173,033 |
| 32 | -198,4822 | 164,752 |
| 33 | -152,8832 | 153,157 |
| 34 | -86,7225 | 138,248 |
| 35 | 1,211E-12 | 120,025 |



Gambar 4.9 Perpidahan letak C line

Kontrol tegangan yang terjadi saat jacking :

Pada saat jacking, gaya prategang yang digunakan adalah 50% dari F_0 , yaitu :

$$0,5 \times 4700 = 2350 \text{ KN}$$

- Pada tengah bentang (pada jarak 6,5 m dari tumpuan kiri)

Letak tendon direncanakan :

$$e = 180 \text{ mm}$$

$M = 0 \text{ KNm}$ (belum ada beban yang bekerja)

- Pada serat atas

$$f_{ct2} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times yt}{I} - \frac{Mg \times yt}{I} \leq \sigma_t$$

$$f_{ct2} = -\frac{2350.10^3}{480900} + \frac{2350.10^3 \times 180 \times 400}{36913175000} - \frac{0.10^6 \times 400}{36913175000}$$

$$f_{ct2} = -4,05 + 3,05$$

$$f_{ct} = -1 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= f_{ct1} + f_{ct2}$$

$$= -2,72 + -1$$

$$= -3,72 \text{ Mpa} \leq \sigma_t = -22,5 \text{ MPa...OK}$$

- Pada serat bawah

$$f_{cb2} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times yt}{I} + \frac{Mg \times yt}{I} \leq \sigma_b$$

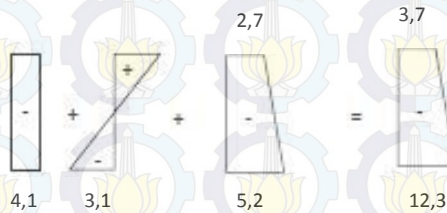
$$f_{cb2} = -\frac{2350.10^3}{480900} - \frac{2350.10^3 \times 180 \times 400}{36913175000} + \frac{0.10^6 \times 400}{36913175000}$$

$$f_{cb2} = -4,05 - 3,05$$

$$f_{cb2} = -7,1 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$\begin{aligned}
 &= f_{cb_1} + f_{cb_2} \\
 &= -5,21 + -7,1 \\
 &= -12,32 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = 0 \text{ MPa...OK}
 \end{aligned}$$



➤ **Pada tumpuan tengah**

Letak tendon direncanakan

$$e = -300 \text{ mm}$$

$$M_{\max} = 0 \text{ KNm}$$

- Pada serat atas

$$f_{ct2} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I} - \frac{M_g \times y_t}{I} \leq \sigma_t$$

$$\begin{aligned}
 f_{ct2} &= -\frac{480900}{2350 \cdot 10^3} - \frac{36941666667}{2350 \cdot 10^3 \times 300 \times 400} \\
 &\quad + \frac{0 \cdot 10^6 \times 400}{36941666667}
 \end{aligned}$$

$$f_{ct2} = -4,05 - 7,63$$

$$f_{ct2} = -11,42 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$\begin{aligned}
 &= f_{ct_1} + f_{ct_2} \\
 &= -2,72 + -11,42 \\
 &= -14,13 \text{ Mpa} \leq \sigma_t = -22,5 \text{ MPa...OK}
 \end{aligned}$$

- Pada serat bawah

$$f_{cb2} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times yt}{I} + \frac{Mg \times yt}{I} \leq \sigma_b$$

$$f_{cb2} = -\frac{2350 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2350 \cdot 10^3 \times 300 \times 400}{0 \cdot 10^6 \times 400} - \frac{36941666667}{36941666667}$$

$$f_{cb2} = -4,05 + 7,63$$

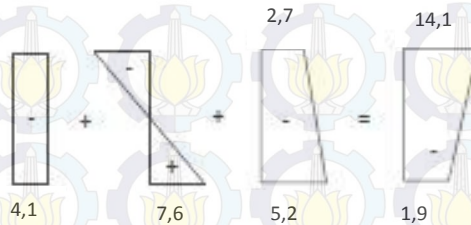
$$f_{cb2} = 3,31 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= f_{cb1} + f_{cb2}$$

$$= -5,21 + 3,31$$

$$= -1,9 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = 0 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



4.8 Analisa Pengaruh Prategang

Pengaruh prategang dibagi menjadi dua yaitu sebelum kehilangan prategang dan sesudah kehilangan prategang. Kehilangan gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu :

1. Kehilangan gaya prategang langsung yaitu kehilangan gaya prategang yang terjadi segera setelah peralihan gaya

prategang yang meliputi : akibat slip ankur, perpendekan elastis, dan gesekan kabel.

2. Kehilangan gaya prategang berdasarkan fungsi waktu yaitu kehilangan gaya prategang yang tergantung pada waktu yang meliputi : akibat rangkai beton (creep), susut beton (shrinkage), dan relaksasi baja (relaxation).

4.8.1 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Langsung

1. Kehilangan prategang akibat slip ankur

- a. Pada sistem pasca tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai penuh kemudian dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke ankur. Perlengkapan di dalam ankur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi. Jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Baji gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel dijepit dengan kokoh. Besarnya gelincir ini tergantung dari jenis baji dan tegangan pada kawat, nilai rata-rata sekitar 2,5 mm (Lin, T.Y., 1992). Kehilangan prategang akibat slip ankur (*slip anchorage*) (Lin dan Burns, 1996) :

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta_a E_s}{L}$$

$\Delta_a =$ deformasi total pada ankur

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

Dengan :

$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$

$\Delta \sigma =$ kehilangan prategang pada kabel

$X =$ jarak pengaruh slip ankur

$\sigma_0 =$ gaya prategang awal = $0,7 \times f_{pu} = 1302 \text{ Mpa}$

$\mu =$ koefisien friksi atau gesekan ($0,15 \leq \mu \leq 0,25$)
 $= 0,2$ (selubung logam dilapisi timbal, tabel 18.6.2 ACI)

$K =$ koefisien Wobble = $0,0026$ (tabel T.Y. Lin)

α = perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

E_s = $2 \cdot 10^5$ Mpa

D = defleksi = 0,8 mm

L = panjang total kabel

a. tendon simple beam

$L = 17,6$ m

$$\Delta f_s = \frac{2,5 \times 200000}{17500} = 28,57 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Slip} = \frac{28,57}{0,7 \times 1860} \times 100\% = 2,19\%$$

b. tendon menerus

$L = 17,515$ m

$$\Delta f_s = \frac{2,5 \times 200000}{17515} = 28,55 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Slip} = \frac{28,55}{0,7 \times 1860} \times 100\% = 2,19\%$$

2. Kehilangan Prategang akibat Perpendekan Elastis (ES)

Untuk sistem pasca tarik, jika tendon yang dimiliki lebih dari satu dan tendon-tendon tersebut ditarik secara berurutan, maka gaya prategang akan bekerja secara bertahap pada beton, perpendekan beton bertambah apabila setiap kabel diikatkan padanya dan kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis berbeda-beda pada tendon. Untuk kehilangan elastis memperhitungkan pengaruh penarikan yang berturut-turut pada kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton menggunakan persamaan :

$$ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dimana :

f_{cir} = tegangan beton pada garis yang melalui titik berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton.

$$F_o = 0,9 \times F_i \quad (\text{untuk pre tensioned})$$

$$= F_i \quad (\text{untuk post tensioned})$$

$$K_{es} = 0,5 \quad (\text{untuk post tensioned})$$

$$f_{ci}' = 65\% \times f_c' = 65\% \times 50 = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = \text{modulus elastisitas beton}$$

$$= 4700 \times \sqrt{f_{ci}'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{33} = 26.999,44 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

1. Untuk tendon simple beam (kabel 1) $F_o = 2300 \text{ KN}$

2. Untuk tendon menerus (kabel 2) $F_o = 4700 \text{ KN}$

Perpendekan elastis pada balok :

a. Kabel 1 ditarik lalu diangkur :

Tak ada loss pada kabel 1

b. Kabel 2 ditarik lalu diangkur :

Kabel 1 mengalami loss sebesar f_{cir}

$$f_{cir-i} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$$

$$f_{cir-i} = -\frac{2300000}{480900} - \frac{2300000 \times 100^2}{36913175000} + \frac{477640000 \times 100}{36913175000}$$

$$= -4,783 - 2,49 + 5,176$$

$$= -2,1 \text{ MPa}$$

$$ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

$$= 0,5 \times 200.000 \times \frac{2,1}{26.999,44} = 7,78 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Loss} = \frac{E_s}{0,7 \times f_{pu}} \times 100\% = \frac{7,78}{0,7 \times 1860} \times 100\% = 0,60 \%$$

3. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel dan wooble effect

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian : pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan.

Adapun rumus untuk memperhitungkan kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan wooble effect adalah :

$$F_x = F_o \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dimana :

F_x = gaya prategang akhir sesudah loss akibat wooble effect dan gesekan

F_o = gaya prategang awal

μ = Koefisien geekan berkisar antara 0,15 – 0,25 (tabel T.Y.Lin, hal.117)

K = Koefisien wooble = 0,0026

α = Perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan.

1. Tendon simple beam

| segmen | L (mm) | y | μ | K | α | K.L + $\alpha \cdot \mu$ | $(-\alpha \cdot \mu - K.L)$ | $e^{-\alpha \cdot \mu + K.L}$ | Teg pd akhir segmen |
|---------------------------|--------|----|-------|--------|----------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------|---------------------|
| AB | 4000 | 0 | 0,2 | 0,0026 | 0,000 | 0,006 | -0,010 | 0,990 | 0,9897 |
| BC | 9500 | 50 | 0,2 | 0,0026 | 0,042 | 0,024 | -0,033 | 0,967 | 0,9833 |
| CD | 4000 | 0 | 0,2 | 0,0026 | 0,000 | 0,006 | -0,010 | 0,990 | 0,9770 |
| Total Kehilangan prategan | | | | | | | | | 2,2973 % |

2. Tendon menerus

| Segmen | L (mm) | y | μ | K | α | K.L + $\alpha \cdot \mu$ | $(-\alpha \cdot \mu - K.L)$ | $e^{-\alpha \cdot \mu} + K.L$ | Teg pd akhir segmen |
|---------------------------|--------|----|-------|--------|----------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------|---------------------|
| AB | 4000 | 0 | 0,2 | 0,0026 | 0,000 | 0,006 | -0,0104 | 0,9897 | 0,9897 |
| BC | 8000 | 80 | 0,2 | 0,0026 | 0,080 | 0,029 | -0,0368 | 0,9639 | 0,9612 |
| CD | 5500 | 0 | 0,2 | 0,0026 | 0,000 | 0,009 | -0,0143 | 0,9858 | 0,9527 |
| DE | 7500 | 0 | 0,2 | 0,0026 | 0,000 | 0,012 | -0,0195 | 0,9807 | 0,9413 |
| EF | 10000 | 80 | 0,2 | 0,0026 | 0,064 | 0,029 | -0,0388 | 0,9619 | 0,9142 |
| Total Kehilangan pratekan | | | | | | | | | 8,5847% |

4.8.2 Perhitungan kehilangan gaya prategang berdasarkan fungsi waktu

1. Kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton (CR)

Salah satu sifat beton adalah dapat mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) seiring dengan semakin bertambahnya waktu. Metode umum untuk memperhitungkan rangkai pada beton adalah dengan memasukkan kedalam perhitungan hal-hal berikut ini : Perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton pada saat prategang, kelembaban relatif dan jenis beton (beton ringan atau normal). Kehilangan gaya prategang akibat rangkai untuk komponen struktur dengan tendon terekat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut (untuk beton dengan berat normal) :

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$$

$$f_{cds} = \frac{M \times e}{I}$$

$$f_{cds} = \frac{M \times e}{I} = \frac{233,03 \cdot 10^6 \times 200}{36913175000} = 1,26 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{50} = 33.234,02 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 CR &= K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds}) \\
 &= 1,6 \times \frac{2 \times 10^5}{33.234,02} \times |2,1 - 1,26| = 8,06 \text{ MPa} \\
 \% \text{ Loss} &= \frac{8,06}{0,7 \times 1860} \times 100 \% = 0,62 \%
 \end{aligned}$$

2. Kehilangan gaya prategang akibat susut beton

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif, dan waktu dari akhir perawatan sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Persamaan yang dipakai dalam memperhitungkan kehilangan pratekan akibat susut pada beton adalah :

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH)$$

Dimana :

K_{sh} = 0,73 (tabel 4-4 T.Y.Lin, hal 109 dengan asumsi pada box girder dilakukan curing biasa)

V = luas balok = $0,4809 \text{ m}^2$

S = keliling balok = 4,42 m

RH = kelembaban udara rata-rata diambil 75 %

$$\begin{aligned}
 SH &= 8,2 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times \left(1 - 0,06 \times \frac{V}{S}\right) \times (100 - RH) \\
 &= 8,2 \cdot 10^{-6} \times 0,73 \times 2 \cdot 10^5 \times \left(1 - 0,06 \times \frac{0,4809}{4,42}\right) \times (100 - 75) \\
 &= 29,74 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\% \text{ Loss} = \frac{29,74}{0,7 \times 1860} \times 100 \% = 2,28 \%$$

3. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

Sebenarnya balok pratekan mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada waktu. Akibat perpendekan elastis (ES), serta kehilangan gaya pratekan yang tergantung pada waktu yaitu CR dan SH, maka akan mengakibatkan terjadi pengurangan yang kontinu pada tegangan tendon. Oleh karena itu untuk memperkirakan kehilangan gaya pratekan akibat pengaruh tersebut digunakan perumusan sebagai berikut :

$$RE = (K_{re} - J(SH + CR + ES)) \times C$$

Dimana : tendon yang dipakai adalah tipe strand atau kawat *stress relieved* derajat 1860 MPa. Sehingga didapat :

$$K_{re} = 138 \text{ Mpa (tabel 4-5 T.Y.Lin)}$$

$$J = 0,15 \text{ (tabel 4-5 T.Y.Lin)}$$

$$C = 1$$

$$RE = (K_{re} - J(SH + CR + ES)) \times C$$

$$RE = (138 - 0,15(29,74 + 8,06 + 7,78)) \times 1 = 131,163 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ Loss} = \frac{131,163}{0,7 \times 1.860} \times 100\% = 10,07\%$$

4.8.3 Perhitungan kehilangan gaya prategang total

Gaya pratekan awal pada baja dikurangi semua kehilangan gaya pratekan disebut sebagai gaya pratekan efektif. Kehilangan gaya pratekan yang di izinkan sebesar 20 % untuk pasca-tarik. Kehilangan gaya prategang total dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$TL = ES + CR + SH + RE$$

Dimana :

TL = Total loss of prestress

ES = Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis

CR = Kehilangan gaya prategang akibat rangkai pada beton

SH = Kehilangan gaya prategang akibat susut beton

RE = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja

$$\begin{aligned} TL &= 7,78+8,06+29,74+131,163 \\ &= 176,74 \end{aligned}$$

$$\% \text{ Loss} = \frac{176,74}{0,7 \times 1.860} \times 100 \% = 13,6 \%$$

Kontrol tegangan akhir

1. Tendon simple beam

➤ **Kontrol tegangan yang terjadi saat service :**

$$F = 0,87 \times F_o = 2001 \text{ KN}$$

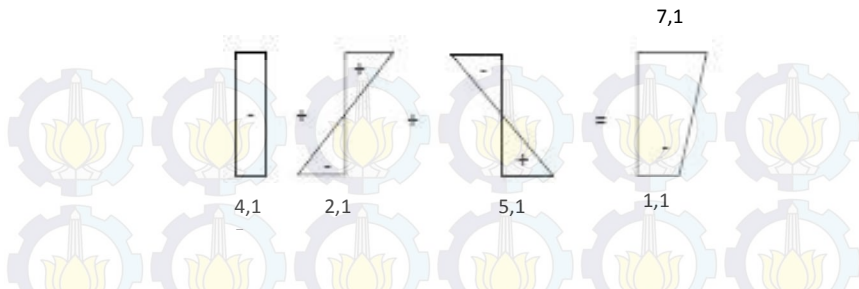
Tengah bentang

• Pada serat atas

$$\begin{aligned} f_{ct} &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I} - \frac{Mg \times y_t}{I} \\ f_{ct} &= -\frac{2001 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2001 \cdot 10^3 \times 100 \times 400}{36913175000} - \frac{477640000 \times 400}{36913175000} \\ f_{ct1} &= -4,16 + 2,17 - 5,18 \\ f_{ct1} &= -7,17 \text{ MPa} < \sigma_t = -22,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

• Pada serat bawah

$$\begin{aligned} f_{cb1} &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I} + \frac{Mg \times y_t}{I} \leq \sigma_b \\ f_{cb1} &= -\frac{2001 \cdot 10^3}{480900} - \frac{2001 \cdot 10^3 \times 100 \times 400}{477640000 \times 400} + \frac{36913175000}{36913175000} \\ f_{cb1} &= -4,16 - 2,17 + 5,18 \\ f_{cb1} &= -1,15 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Tumpuan

- Pada serat atas

$$f_{ct1} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times yt}{I} - \frac{Mg \times yt}{I}$$

$$f_{ct1} = -\frac{2001 \cdot 10^3}{480900} + \frac{2001 \cdot 10^3 \times 50 \times 400}{36941666667} - \frac{0 \times 400}{36941666667}$$

$$f_{ct1} = -3,45 + 1,08$$

$$f_{ct1} = -2,37 \text{ MPa} < \sigma_t = -22,5 \text{ MPa}$$

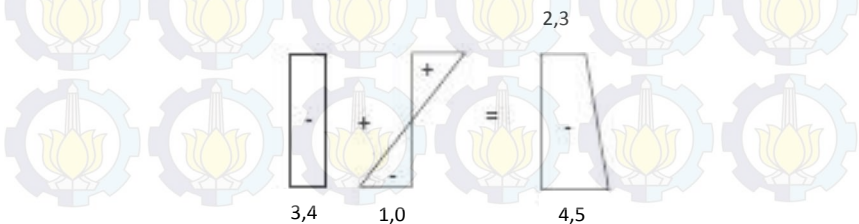
- Pada serat bawah

$$f_{cb1} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times yt}{I} + \frac{Mg \times yt}{I} \leq \sigma_b$$

$$f_{cb1} = -\frac{2001 \cdot 10^3}{480900} - \frac{2001 \cdot 10^3 \times 50 \times 400}{36941666667} + \frac{0 \times 400}{36941666667}$$

$$f_{cb1} = -3,45 - 1,08$$

$$f_{cb1} = -4,53 \text{ MPa} < \sigma_t = 0 \text{ MPa}$$



2. Tendon menerus

Kontrol tegangan yang terjadi saat service :

$$F_e = 0,87 F_o \\ = 4089 \text{ kn}$$

➤ Pada momen positif

$$e = 179 \text{ mm}$$

$$M_{\max} = 1141,75 \text{ KNm}$$

• Pada serat atas

$$f_{ct2} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_t}{I} - \frac{M_t \times y_t}{I} \leq \sigma_t$$

$$f_{ct2} = -\frac{4089 \cdot 10^3}{480900} + \frac{4089 \cdot 10^3 \times 179 \times 400}{1141,75 \cdot 10^6 \times 400} - \frac{36913175000}{1141,75 \cdot 10^6 \times 400}$$

$$f_{ct2} = -8,5 + 7,94 - 12,37$$

$$f_{ct} = -12,94 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= f_{ct1} + f_{ct2}$$

$$= -6,91 + -12,94$$

$$= -19,84 \text{ Mpa} \leq \sigma_t = -22,5 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

• Pada serat bawah

$$f_{cb2} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I} + \frac{M_t \times y_t}{I} \leq \sigma_b$$

$$fcb2 = -\frac{4089 \cdot 10^3}{480900} + \frac{4089 \cdot 10^3 \times 179 \times 400}{\frac{739,70 \cdot 10^6 \times 400}{36913175000}}$$

$$fcb2 = -8,5 - 7,94 + 12,37$$

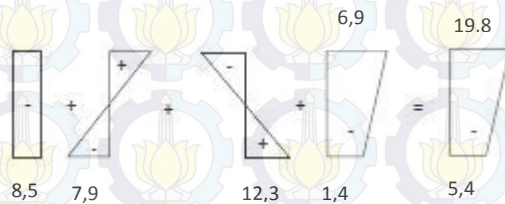
$$fcb2 = -4,07 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= fcb_1 + fcb_2$$

$$= -1,42 + -4,07$$

$$= -5,48 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = 0 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



➤ Pada momen negatif (tumpuan tengah)

Letak tendon direncanakan :

$$e = 300 \text{ mm (di atas cgc)}$$

$$M_g = -2026,64 \text{ KNm}$$

• Pada serat atas

$$fct2 = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times yt}{I} - \frac{Mt \times yt}{I} \leq \sigma_t$$

$$fct2 = -\frac{4089 \cdot 10^3}{480900} + \frac{4089 \cdot 10^3 \times 300 \times 400}{2026,64 \cdot 10^6 \times 400} - \frac{36941666667}{36941666667}$$

$$f_{ct2} = -7,05 - 12,81 + 21,94$$

$$f_{ct2} = 2,08 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= f_{ct1} + f_{ct2}$$

$$= -2,37 + 2,08$$

$$= -0,28 \text{ Mpa} \leq \sigma_t = 0 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Pada serat bawah

$$f_{cb2} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_t}{I} + \frac{M_t \times y_t}{I} \leq \sigma_b$$

$$f_{cb2} = -\frac{4089 \cdot 10^3}{480900} + \frac{4089 \cdot 10^3 \times 300 \times 400}{2026,64 \cdot 10^6 \times 400} + \frac{36941666667}{36941666667}$$

$$f_{cb2} = -7,05 + 12,81 - 21,94$$

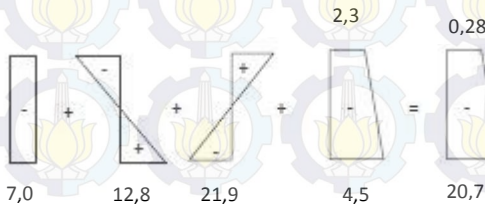
$$f_{cb2} = -16,18 \text{ MPa}$$

Total tegangan yang terjadi

$$= f_{cb1} + f_{cb2}$$

$$= -4,53 + -16,18$$

$$= -20,72 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = -22,5 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



4.9 Perencanaan Tendon Pratekan

4.9.1 Perencanaan Jumlah Kabel

Mutu baja pratekan yang digunakan ialah kabel jenis strand seven wire stress relieved (7 kawat untaian) dengan diameter 12,7 mm grade 270 (ASTM-A 416) A strands = 100,1 mm². Tegangan tarik dalam tendon pratekan adalah sebagai berikut :

- Modulus Elastisitas (E_s) = 200.000 Mpa
- Tegangan Putus kabel (f_{pu}) = 1860 Mpa
- Tegangan leleh kabel (f_{py}) = $0,85 \times f_{pu}$
= $0,85 \times 1860$
= 1581 Mpa
- Tegangan tarik ijin kabel (jacking) = $0,94 \times f_{py}$
= $0,94 \times 1581$
= 1486,14 Mpa
- Tegangan tarik ijin kabel (setelah pengangkur) = $0,7 \times f_{pu}$
= $0,7 \times 1860$
= 1302 Mpa

➤ Tendon untuk beban mati

$$F_o = 2300 \text{ KN} = 2300000 \text{ N}$$

$$\text{Luas perlu (A}_{ps}\text{)} = \frac{F_o}{f_{pe}} = \frac{2300000}{1302} = 1766,51 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{A_{ps}}{A_1} = \frac{1766,51}{100,1} = 13$$

$$\text{Minimum breaking load} = 2390 \text{ KN}$$

Jadi digunakan 1 tendon 13 strand (Tendon unit 5-19 No.13)

Digunakan angkur :

○ VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END STRAND TYPE 12,7 mm – 5-19

○ VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H
STRAND TYPE 12,7 mm – 5-19

➤ Tendon untuk beban hidup

$$F_o = 4700 \text{ KN} = 4700000 \text{ N}$$

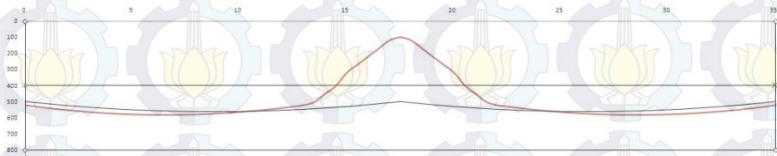
$$\text{Luas perlu (Aps)} = \frac{F_o}{f_{pe}} = \frac{4700000}{1302} = 2304,15\text{mm}^2$$

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{A_{ps}}{A_1} = \frac{2304,15}{100,1} = 26$$

Jadi digunakan 1 tendon @23 strand (Tendon unit 5-27 No.26)

Digunakan angkur :

- VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END STRAND TYPE 12,7 mm – 5-27



Gambar 4.10 Letak tendon

4.9.2 Perencanaan Tata Letak Kabel

Yang dimaksud dengan letak kabel adalah letak titik berat tendon yaitu garis c.g.s. Langkah-langkah dalam menentukan batas tata letak tendon adalah dengan persamaan-persamaan berikut:

Dari kern bawah digambarkan:

$$a_{\min} = \frac{M_{\min}}{F} \quad \text{dan} \quad a_G = \frac{M_G}{F_o}$$

Dimana M_{\min} = momen minimum pada titik-titik kritis untuk berbagai kombinasi pembebanan; a_{\min} dan a_G = harus digambarkan ke atas untuk M (-) dan ke bawah untuk M (+).

Dari kern atas digambarkan :

$$a_{\max} = \frac{M_{\max}}{F} \quad \text{dan} \quad a_G = \frac{M_G}{F_o}$$

Dimana M_{\max} = momen maximum pada titik-titik kritis untuk berbagai kombinasi pembebanan; a_{\min} dan a_G = harus digambarkan ke atas untuk M (-) dan ke bawah untuk M (+).

M_G = Momen akibat beban mati

F = Gaya Prategang

F_o = Gaya Prategang efektif

Pada tahap ini momen yang terjadi akibat beban mati, beban hidup, dan beban mati tambahan telah bekerja pada struktur. Dari hasil kombinasi didapatkan nilai momen maximum dan minimum sebagai berikut:

$$M_{\max} = 2026,64 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{\min} = 278,26 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$F_o = 7000000 \text{ N}$$

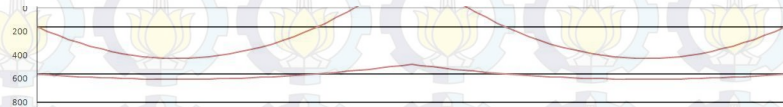
$$F = 6090000 \text{ N}$$

Dari kern bawah digambarkan ke bawah:

$$a_{\min} = \frac{M_{\min}}{F_o} = \frac{277,06 \times 10^6}{4800000} = 39,75 \text{ mm}$$

Dari kern atas digambarkan ke bawah:

$$a_{\max} = \frac{M_{\max}}{F} = \frac{2026 \times 10^6}{3840000} = 332,78 \text{ mm}$$



Gambar 4.11 Batas Letak tendon

4.10 Kontrol Momen Batas dan Momen Retak

Pada perencanaan balok menerus ini, momen retak dan momen batas dihitung pada kedua penampang kritisnya.

a. Pada penampang kritis di tumpuan tengah

- Momen Batas

Momen batas pada penampang kritis di tumpuan tengah dihitung berdasarkan gaya tekan yang terjadi pada flens bawah profil, karena pada penampang tersebut cgs berada di atas cgc. Adapun perhitungan momen batas sebagai berikut :

$$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 4608,29 \text{ mm}^2$$

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

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d} = \frac{3903,9}{900 \times 800} = 0,0064$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0,5 \times \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$f_{ps} = 1860 \left[1 - \left(0,5 \times 0,0064 \times \frac{1860}{50} \right) \right]$$

$$= 1638,57 \text{ MPa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f'_c}$$

$$\omega_p = \frac{0,0064 \times 1638,57}{50} = 0,21 < 0,30$$

$$T' = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$T' = 4608,29 \times 1638,57$$

$$= 7551005,745 \text{ N}$$

$$C' = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$T' = C'$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{7551005,745}{0,85 \times 50 \times 900} = 197,42 \text{ mm}$$

$$Mn = T' \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = 7551005,745 \times \left(800 - \frac{197,42}{2}\right)$$

$$Mn = 5295444819 \text{ Nmm}$$

$$= 5295,445 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

$$\theta Mn = 0,8 \times 5295,445 \cdot 10^6$$

$$\theta Mn = 4236,356 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{maks}} = 2026,64 \text{ KNm} < \theta Mn = 4236,356 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

- Momen Retak

Perhitungan momen retak didasarkan pada retak yang terjadi pada serat atas karena momen yang bekerja adalah momen negatif, maka persamaan yang digunakan untuk menghitung momen retak adalah :

$$Mcr = M1 + M2 = Fe(e + kb) + fr \times Wa$$

$$fr = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7 \times \sqrt{50} = 4,95 \text{ MPa}$$

$$Mcr = (6090000 \times (300 + 159,231))$$

$$+ (4,95 \times 92354166,67)$$

$$Mcr = 3253,87 \text{ kNm}$$

$$1,2Mcr = 1,2 \times 3253,87 \text{ kNm}$$

$$1,2Mcr = 3904,64 \text{ KNm}$$

$$1,2Mcr < \theta Mn$$

$$3904,64 \text{ KNm} < 4236,38 \text{ KNm}$$

b. Pada penampang kritis dekat tengah bentang

- Momen Batas

Momen batas pada penampang kritis di tumpuan tengah dihitung berdasarkan gaya tekan yang terjadi pada flens bawah profil, karena pada penampang tersebut cgs berada

di atas cgc. Adapun perhitungan momen batas sebagai berikut :

$$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = 3904,64 \text{ mm}^2$$

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

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d} = \frac{4608,29}{900 \times 800} = 0,0064$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0,5 \times \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$f_{ps} = 1860 \left[1 - \left(0,5 \times 0,0064 \times \frac{1860}{50} \right) \right]$$

$$= 1638,57 \text{ MPa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f'_c}$$

$$\omega_p = \frac{0,0064 \times 1638,57}{50} = 0,21 < 0,30$$

$$T' = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$T' = 4608,29 \times 1638,57$$

$$= 7551005,745 \text{ N}$$

$$C' = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$T' = C'$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{7551005,745}{0,85 \times 50 \times 900} = 197,42 \text{ mm}$$

$$M_n = T' \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 7551005,745 \times \left(800 - \frac{197,42}{2} \right)$$

$$M_n = 5295444819 \text{ Nmm}$$

$$= 5295,445 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

$$\theta M_n = 0,8 \times 5295,445 \cdot 10^6$$

$$\theta Mn = 4236,356 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{maks}} = 1141,75 \text{ KNm} < \theta Mn = 4236,356 \cdot 10^6 \text{ KNm}$$

OK

- **Momen Retak**

Perhitungan momen retak didasarkan pada retak yang terjadi pada serat atas karena momen yang bekerja adalah momen negatif, maka persamaan yang digunakan untuk menghitung momen retak adalah :

$$Mcr = M1 + M2 = Fe(e + kb) + fr \times Wa$$

$$fr = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7 \times \sqrt{50} = 4,95 \text{ MPa}$$

$$Mcr = (6090000 \times (200 + 159,231)) + (4,95 \times 92354166,67)$$

$$Mcr = 2643,46 \text{ KNm}$$

$$1,2Mcr = 1,2 \times 2643,46 \text{ KNm}$$

$$1,2Mcr = 3172,16 \text{ KNm}$$

$$1,2Mcr < \theta Mn$$

$$3172,16 \text{ KNm} < 4236,38 \text{ KNm} \dots \text{OK}$$

4.11 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada komponen jembatan kereta api telah diatur dalam STKAI seperti pada tabel berikut.

Tabel 4.7 Batas Lentutan

| Beban Lokomotif | Bentang L (m) | | L < 50 | | L ≥ 50 |
|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------|-------------|----------|
| | | | L / 800 | | L / 700 |
| | Bentang L (m) | | L ≤ 20 | 20 < L < 50 | L ≥ 50 |
| | | V < 100 | L / 700 | | |
| Kereta Penuumpang dan Kereta Diesel | Untuk Satu Kereta | Kecepatan Maksimum V (km/jam) | 100 < V ≤ 130 | L / 800 | |
| | | | 130 < V ≤ 160 | L / 1100 | |
| | | V < 100 | L / 800 | L / 850 | L / 700 |
| Untuk Dua Rangkaian atau Lebih | Kecepatan Maksimum V (km/jam) | 100 < V ≤ 130 | L / 1000 | L / 1100 | L / 900 |
| | | 130 < V ≤ 160 | L / 1300 | L / 1400 | L / 1200 |
| | | V < 100 | L / 800 | L / 850 | L / 700 |

Untuk perencanaan Viaduk Kereta Api Kertajaya ini nilai batasan lentutan tidak boleh lebih dari $y = \frac{L}{800}$ dimana L adalah panjang bentang jembatan yang ditinjau. Kontrol lentutan dilakukan pada saat transfer dimana beban luar belum bekerja, dan juga pada saat service setelah beban luar bekerja. Lentutan yang terjadi pada struktur jembatan diakibatkan oleh antara lain :

- Beban mati (berat sendiri, beban mati tambahan)
- Beban hidup (kereta)
- Gaya prategang

Lentutan pada balok:

Akibat gaya prategang dan berat sendiri balok

$$F_o = 4800 \text{ KN}$$

$$F = 3840 \text{ KN}$$

$$F \text{ rata-rata} = 4320 \text{ KN}$$

$$E = 33234,019 \text{ Mpa}$$

- Lentutan saat Transfer

1. Akibat beban mati

- Berat sendiri profil I bagian tengah = $0,4809 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 12,03 \text{ KN/m}$

- Berat sendiri profil I bagian ujung = $0,58 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 14,5 \text{ KN/m}$

$$Q \text{ rata-rata} = \frac{12,03 + 14,5}{2} = 13,265 \text{ KN/m}$$

$$\Delta 1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \cdot 13,265 \cdot 17500^4}{384 \cdot 33234,019 \cdot 36913175000} = 13,20 \text{ mm}$$

2. Akibat gaya pratekan tendon

$$F_o = 2300 \text{ KN}$$

$$\Delta 2 = \frac{F_o \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} = \frac{2300000 \cdot 100 \cdot 17500^2}{8 \cdot 33234,019 \cdot 36913175000} = 12,92 \text{ mm}$$

(ke atas)

Total lendutan yang terjadi saat transfer adalah

$$\Delta Total = 13,265 \text{ mm} - 12,92 \text{ mm} = -0,3 \text{ mm (ke atas)}$$

- Lendutan saat service

1. Akibat beban mati

- Berat sendiri profil I bagian tengah = $0,4809 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 12,03 \text{ KN/m}$

- Berat sendiri profil I bagian ujung = $0,58 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 14,5 \text{ KN/m}$

- Q rata-rata = $\frac{12,03 + 14,5}{2} = 13,265 \text{ KN/m}$

- Beban mati tambahan = $10,292 \text{ KN/m}$

$$Q_d \text{ total} = 13,265 + 10,292 = 23,557 \text{ KN/m}$$

$$\Delta 1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \cdot 23,557 \cdot 17500^4}{384 \cdot 33234,019 \cdot 36913175000} = 23,45 \text{ mm}$$

- Akibat gaya pratekan tendon

$$F = 6090 \text{ KN}$$

$$\Delta 2 = \frac{F_o \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} = \frac{6069000 \cdot 200 \cdot 17500^2}{8 \cdot 33234,019 \cdot 36913175000} = 34,21 \text{ mm (ke atas)}$$

- Akibat beban hidup

$$Q_l = 17,5 \text{ KN/m}$$

$$\Delta 1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \cdot 32,9 \cdot 17500^4}{384 \cdot 33234,019 \cdot 36913175000} = 32,75 \text{ mm}$$

Total lendutan yang terjadi saat service adalah

$$\Delta \text{ Total} = 23,45 - 21,57 + 32,75 = 20,99 \text{ mm (ke bawah)}$$

$$\text{Lendutan ijin} = \frac{L}{800} = \frac{17500}{800} = 21,875 \text{ mm} > 20,99 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

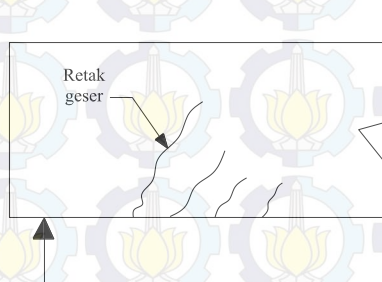
4.12 Perencanaan Tulangan Geser

Pada beton prategang, retak-retak yang mungkin terjadi adalah berupa retakan miring akibat lentur atau akibat tegangan tarik utama (retak badan). Perencanaan kekuatan geser harus ditinjau pada dua jenis mekanisme retak sebagai berikut :

- Retak akibat geseran pada badan penampang (V_{cw})
- Retak miring akibat lentur (V_{ci})

Prosedur dalam perencanaan perhitungan geser adalah sebuah analisa untuk menentukan kekuatan geser beton (v_c) yang dibandingkan terhadap tegangan geser batas pada penampang yang ditinjau (v_u).

Terbentuknya retak pada struktur bermula dari badan akibat tarikan utama yang tinggi dimana retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran.



Gambar 4.12 Retak akibat tegangan geser

Kekuatan penampang untuk menahan retak akibat geseran ditentukan oleh kekuatan dari beton dan tulangan geser yang dipasang. Adapun prosedur perhitungan dari perencanaan tulangan geser berdasarkan peraturan SNI T-12-2004 pasal 6.8.10 adalah sebagai berikut :

1. Hitung kemampuan penampang untuk menahan gaya geser, yaitu:

- Retak akibat geseran pada badan penampang (V_{cw}) :

$$V_{cw} = V_t + V_p \quad (\text{SNI T-12-2004. Persamaan 6.8-13})$$

Dengan :

$$V_t = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc}) \times b_w \times d \quad (\text{SNI T-12-2004. Persamaan 6.8-14})$$

Sehingga :

$$V_{cw} = \{0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc}) \times b_w \times d\} + V_p$$

Dimana :

V_{cw} = Kuat geser pada bagian badan

f'_c = Mutu beton prategang = 60 MPa

f_{pc} = tegangan tekan rata-rata pada beton akibat gaya prategang efektif saja

b_w = Lebar badan

V_p = Tekanan akibat tendon ($F_o \times \text{slope}$)

d = Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tarik longitudinal.

- Retak miring akibat lentur (V_{ci}) :

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} \times b_w \times d \right) + V_d + \left(\frac{V_i \times M_{cr}}{M_{\max}} \right) \quad (\text{SNI Ps.13.4.2.1}$$

persamaan 53)

Dengan :

$$M_{cr} = Z \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \quad (\text{SNI Ps.13.4.2.1 persamaan 54})$$

Dan, $Z = 1/y_t$

Tetapi V_{ci} tidak boleh diambil kurang dari $\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d$

Dimana :

V_{ci} = Kuat geser akibat terjadinya keretakan miring akibat kombinasi lentur dan geser.

f'_c = Mutu beton prategang = 60 MPa

b_w = Lebar badan

d = Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tarik longitudinal

V_d = gaya geser pada penampang akibat beban mati (faktor pembebanan = 1,0)

V_i = Gaya geser pada penampang akibat beban luar

M_{cr} = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur.

2. Dari kemampuan penampang yang ada dan gaya geser yang terjadi maka dapat ditentukan apakah penampang perlu tulangan geser atau cukup dipasang tulangan geser minimum saja. Besarnya gaya geser yang harus mampu dipikul oleh tulangan adalah :

$$V_s = V_n - V_c \quad (\text{SNI T-12-2004. Persamaan 6.8-10})$$

Dimana :

V_s = Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

V_n = Kekuatan geser batas nominal (V_u/ϕ)

V_c = Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton. Diambil nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} .

3. Dengan mengetahui besarnya gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan geser maka direncanakan jumlah tulangan untuk dapat menahan gaya tersebut.
- Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (sejang) tegak lurus didapat dari persamaan berikut :

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (\text{SNI T-12-2004. Persamaan 6.8-15})$$

- Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (sengkang) miring didapat dari persamaan berikut :

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times (\sin \alpha + \cos \beta) \times d}{s} \quad (\text{SNI T-12-2004.}$$

Persamaan 6.8-16)

Dimana :

V_s = Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

α = besarnya sudut antara sengkang miring dan sumbu longitudinal jembatan

d = jarak serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan tarik longitudinal, yang tidak boleh diambil kurang dari $0,8h$

4. Menentukan jarak antar tulangan geser.

Yaitu dengan ketentuan sebagai berikut :

$$V_s \leq 2 \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \times b_w \times d \quad (\text{SNI T-12-2004. Ps. 6.8.10.3})$$

- Jarak maksimum sengkang pada beton prategang adalah $0,75h$, atau 600 mm (SNI 2847 Ps.13.5.4.1).
- Persyaratan A_v minimum berlaku untuk :

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq V_c$$

$$A_v \geq \frac{b_w \times s}{3 \times f_y} \quad (\text{mm}) \quad (\text{SNI T-12-2004. Persamaan 6.8-17})$$

4.12.1 Penulangan Geser

Perhitungan tulangan geser ini balok dibagi menjadi beberapa segmen. Penampang dekat tumpuan diambil sejarak 2 m dari tumpuan ujung karena pada penampang tersebut direncanakan penambahan tebal badan. Penampang dibagi menjadi 4 segmen dengan panjang masing-masing segmen 2m, 7,5 m, 6 m, dan 4 m.

Sebagai contoh perhitungan dapat diambil pada segmen-2 di dekat tumpuan.

Ambil penulangan geser di dekat tumpuan ($x = 2$ m)

$$e = 164,43 \text{ mm}$$

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

$$d = Y_a + e = 400 + 164,43 = 564,43 \text{ mm}$$

$$F = 6090 \text{ KN}$$

$$K_a = 159,23 \text{ mm}$$

$$K_b = 159,23 \text{ mm}$$

$$W_a = 92354166,67 \text{ mm}^3$$

$$W_b = 92354166,67 \text{ mm}^3$$

$$I = 36941666667 \text{ mm}^4$$

Retak badan (V_{cw})

$$f_{pc} = \frac{F}{A_c} = \frac{6090000}{580000} = 10,5 \text{ MPa}$$

V_p = Gaya geser yang disebabkan gaya pratekan

$$V_p = \omega p \times (0,5L - x)$$

L = Panjang lengkung kabel (parabola 1) = 6500 mm

E = 164 cm (untuk jarak $x = 2$ m dari tumpuan)

$$\omega p = \frac{0,8 \times F \times e}{L^2} = \frac{0,8 \times 6090000 \times 164}{6500^2} = 18,96$$

$$V_p = 18,96 \times (0,5 \cdot 6500 - 2000) = 23701 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= \left(0,3(\sqrt{f'c} + f_{pc})\right) \times b_w \times d + V_p \\ &= \left(0,3(\sqrt{50} + 10,5)\right) \times 500 \times 551,28 + 23701 \\ &= 1511352,501 \text{ N} \end{aligned}$$

Retak miring (V_{ci})

V_d = 58955 N(SAP. Gaya lintang maksimum sejarak 2 m dari tumpuan)

V_l = 242029 N(SAP. Gaya lintang maksimum sejarak 2 m dari tumpuan)

$$f_d = \frac{MD}{W_b} = \frac{143742,1}{92354166,67} = 0,0015 \text{ MPa}$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} = 0,7\sqrt{50} = 4,95 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = F(e+K_a) + (f_r - f_d)W_b$$

$$= 6090000(151,28 + 159,23) + (4,95 - 0,0015)92354166,67$$

$$= 458957170,2 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} \times b_w \times d + V_d + \frac{V_l \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$= \frac{\sqrt{50}}{20} \times 500 \times 551,28 + 108830 + \frac{339635 \times 458957170,2}{2038550000}$$

$$= 213223,598 \text{ N}$$

$$V_c = 213223,598 \text{ N (hasil terkecil antara } V_{cw} \text{ dan } V_{ci})$$

$$V_{ug} = 1,3V_d + 2V_l$$

$$= 1,3 \cdot 58955 + 2 \cdot 242029$$

$$= 560669 \text{ N}$$

$$V_u = V_{ug} - V_p$$

$$= 560669 - 23701 = 536997,94 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{536997,94}{0,85} = 631762,283 \text{ N}$$

Karena $V_n > V_c$ maka perlu tulangan geser

Dipasang tulangan 2- $\phi 16$ ($A_v = 402 \text{ mm}^2$)

$$V_s = V_n - V_c = 631762,283 - 213223,598 = 418538 \text{ N}$$

$$S = (A_v \cdot F_y \cdot D) / V_s$$

$$= (402 \cdot 240 \cdot 800) / 418538$$

$$= 184 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan sengleng sejarak 2 m, dipakai $\phi 16-100 \text{ mm}$

Untuk perhitungan tulangan sengkang pada jarak (x) selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

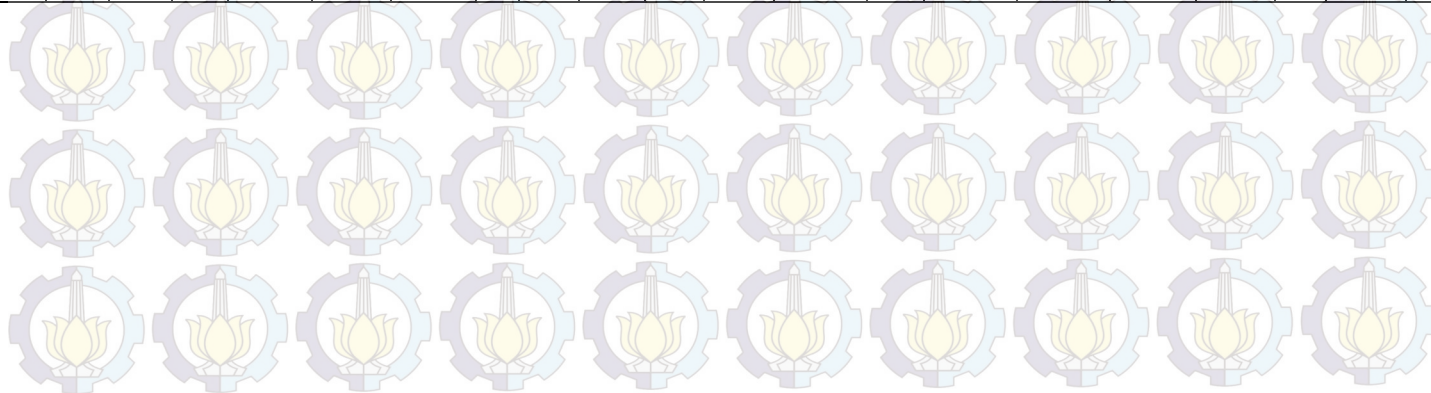
Berdasarkan perhitungan di atas maka kebutuhan sengkang masing-masing segmen :

- Segmen I (0-2 m) : $\phi 16-100$
- Segmen II (2-9,5 m) : $\phi 16-150$
- Segmen III (9,5-17,5 m) : $\phi 16-100$

Tabel 4.8 Perhitungan tulangan geser

| jarak | Vg | VI | $\omega\rho$ | Vp | Vug | VU-Vu* -Vp | b w | dpc | e | ka | Md | Wb | fd | Mcr | Vcw | Vci | Vn | ket | Vs | s |
|-------|-----------|------------|--------------|---------------|--------------|---------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|---------------|-----------|---------------|---------------|
| 0 | 8478 7 | 3473 44 | 13, 84 | 44972,3 1 | 804911 ,1 | 759938, 79 | 5 0 0 | 520, 00 | 120 | 159, 23 | 3,5E- 11 | 9235416 6,67 | 4E- 19 | 4588303 21,4 | 1415515, 597 | 98531,8 037 | 894045 ,64 | per lu | 795513 ,83 | 101,2 |
| 1 | 7187 1 | 2946 87 | 16, 66 | 37475,2 5 | 682806 ,3 | 645331, 05 | 5 0 0 | 544, 44 | 144,4 38 | 159, 23 | 78329 ,2 | 9235416 6,67 | 8E- 04 | 4589008 19,6 | 1472428, 804 | 234452, 35 | 759213 | per lu | 524760 ,65 | 147,0 842 |
| 2 | 5895 5 | 2420 29 | 18, 96 | 23701,5 6 | 560699 ,5 | 536997, 94 | 5 0 0 | 564, 43 | 164,4 32 | 159, 23 | 14374 2 | 9235416 6,67 | 2E- 03 | 4589571 70,2 | 1511352, 501 | 213223, 598 | 631762 ,28 | per lu | 418538 ,69 | 184,4 1306 |
| 3 | 4603 9 | 1893 72 | 19, 92 | 4980,47 | 438594 ,7 | 433614, 23 | 3 0 0 | 572, 76 | 172,7 63 | 191, 90 | 19623 9 | 9228293 7,5 | 2E- 03 | 4588017 69,6 | 910744,8 523 | 149410, 23 | 510134 ,39 | per lu | 360724 ,16 | 213,9 6959 |
| 4 | 3312 2 | 1355 15 | 21, 46 | 16094,0 8 | 314088 ,6 | 330182, 68 | 3 0 0 | 586, 09 | 186,0 91 | 191, 90 | 23581 9 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588433 56,8 | 910747,1 573 | 125788, 435 | 388450 ,21 | per lu | 262661 ,77 | 293,8 5319 |
| 5 | 2020 6 | 8285 7 | 22, 48 | 39345,6 2 | 191981 ,8 | 231327, 42 | 3 0 0 | 594, 97 | 194,9 75 | 191, 90 | 26248 3 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588707 96,1 | 901544,7 324 | 101963, 409 | 272149 ,91 | per lu | 170186 ,5 | 453,5 2598 |
| 6 | 7290 | 3020 0 | 23, 00 | 63236,8 2 | 69877 | 133113, 82 | 3 0 0 | 599, 41 | 199,4 15 | 191, 90 | 27623 1 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588840 87,7 | 884674,9 385 | 77665,6 247 | 156604 ,49 | per lu | 78938, 865 | 977,7 6932 |
| 7 | 5626 | 2365 7 | 22, 99 | 86230,2 9 | 54627, 8 | 140858, 09 | 3 0 0 | 599, 41 | 199,4 11 | 191, 90 | 27706 3 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588832 31,8 | 861675,1 369 | 74528,3 404 | 165715 ,4 | per lu | 91187, 062 | 846,4 3587 |
| 8 | 1854 3 | 7631 5 | 22, 48 | 106788, 69 | 176735 ,9 | 283524, 59 | 3 0 0 | 594, 96 | 194,9 63 | 191, 90 | 26497 9 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588682 27,9 | 834082,6 884 | 98826,4 582 | 333558 ,34 | per lu | 234731 ,88 | 328,8 1771 |
| 9 | 3145 9 | 1289 72 | 21, 46 | 123374, 65 | 298840 ,7 | 422215, 35 | 3 0 0 | 586, 07 | 186,0 71 | 191, 90 | 23997 8 | 9228293 7,5 | 3E- 03 | 4588390 76,5 | 803434,9 542 | 122650, 323 | 496723 ,94 | per lu | 374073 ,62 | 206,3 3372 |
| 10 | 4437 5 | 1816 30 | 19, 92 | 134450, 81 | 420947 ,5 | 555398, 31 | 3 0 0 | 572, 73 | 172,7 35 | 191, 90 | 20206 1 | 9228293 7,5 | 2E- 03 | 4587957 77,3 | 771269,2 953 | 146000, 29 | 653409 ,78 | per lu | 507409 ,49 | 152,1 1383 |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|------------|------------|-----------|---------------|---------------|---------------|-------------|------------|-------------|------------|------------------|-----------------|------------|-----------------|-----------------|----------------|---------------|-----------|---------------|---------------|
| 11 | 5729 1 | 2354 87 | 17, 87 | 138479, 81 | 545452 ,3 | 683932, 11 | 3 0 0 | 554, 95 | 154,9 55 | 191, 90 | 15122 7 | 9228293 7,5 | 2E- 03 | 4587383 30,4 | 739123,0 728 | 169144, 849 | 804626 ,01 | per lu | 635481 ,16 | 121,4 5757 |
| 12 | 7020 8 | 2881 44 | 15, 31 | 133924, 29 | 667558 ,4 | 801482, 69 | 3 0 0 | 532, 73 | 132,7 31 | 191, 90 | 87477 ,7 | 9228293 7,5 | 9E- 04 | 4586667 35,9 | 708533,6 476 | 191544, 011 | 942920 ,81 | per lu | 751376 ,8 | 102,7 2343 |
| 13 | 8312 4 | 3408 02 | 5,4 2 | 52842,4 6 | 789665 ,2 | 842507, 66 | 3 0 0 | 447, 00 | 47 | 191, 90 | 10811 ,9 | 9228293 7,5 | 1E- 04 | 4582213 02,9 | 654041,5 965 | 207140, 32 | 991185 ,48 | per lu | 784045 ,16 | 98,44 3309 |
| 14 | 9604 0 | 3946 59 | 9,0 0 | 96715,2 5 | 914170 | 817454, 75 | 3 0 0 | 321, 98 | - 78,02 | 191, 90 | - 78770 ,2 | 9228293 7,5 | -9E- 04 | 4575495 13,2 | 605893,1 712 | 218771, 761 | 961711 ,47 | per lu | 742939 ,7 | 103,8 8999 |
| 15 | 1089 56 | 4473 16 | 20, 21 | 237492, 99 | 103627 4,8 | 798781, 81 | 3 0 0 | 224, 72 | 175,2 8 | 191, 90 | 18126 9 | 9228293 7,5 | -2E- 03 | 4570596 98,2 | 592864,3 235 | 233083, 086 | 939743 ,3 | per lu | 706660 ,22 | 109,2 2364 |
| 16 | 1218 73 | 4999 74 | 28, 23 | 359887, 43 | 115838 2,9 | 798495, 47 | 5 0 0 | 155, 22 | 244,7 8 | 159, 23 | 29668 3 | 9235416 6,67 | -3E- 03 | 4569054 94,3 | 768994,6 048 | 261372, 747 | 939406 ,43 | per lu | 678033 ,68 | 113,8 3505 |
| 17 | 1347 89 | 5526 31 | 31, 03 | 426706, 48 | 128048 7,7 | 853781, 22 | 5 0 0 | 130, 88 | 269,1 2 | 159, 23 | 42501 4 | 9235416 6,67 | -5E- 03 | 4568855 94,6 | 771661,6 838 | 281782, 757 | 100444 8,5 | per lu | 722665 ,74 | 106,8 0457 |
| 17, 5 | 1412 47 | 5789 60 | 33, 03 | 470815, 09 | 134154 1,1 | 870726, 01 | 5 0 0 | 113, 48 | 286,5 2 | 159, 23 | 49402 3 | 9235416 6,67 | -5E- 03 | 4568486 37,6 | 769909,8 055 | 291055, 277 | 102438 3,5 | per lu | 733328 ,27 | 105,2 5164 |





“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA BANGUNAN BAWAH

Perencanaan bangunan bawah meliputi perencanaan elastomer, perencanaan pier, dan perencanaan pondasi. Terlebih dahulu dilakukan analisa struktur akibat beban gempa dengan bantuan program SAP 2000.

5.1 Perencanaan Perletakan

Perencanaan perletakan pada viaduk kereta api Gubeng ini direncanakan menggunakan landasan yang terbuat dari karet yang di dalamnya dilengkapi dengan pelat baja (Elastomer Rubber Bearing Pad), adapun karet yang digunakan harus memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis walaupun diberi beban yang besar dalam jangka waktu yang lama.

5.1.1 Penentuan Beban dan Gerakan Terburuk

Beban yang bekerja pada perletakan terdiri dari beban tegak lurus pada permukaan tumpuan (V^*), beban horizontal (H^*), gerakan tangensial, dan perputaran relatif. Sesuai dengan , untuk perencanaan elastomer dihitung berdasarkan beban daya layan. Pada perencanaan elastomer ini beban yang dipakai adalah beban satu gelagar saja.

1. Beban Vertikal (V)
 - a. Reaksi total maksimum akibat beban mati (Ra^*)
= R Beban mati tambahan + R Berat sendiri gelagar
= 259,215 KN
 - b. Reaksi total maksimum akibat beban hidup
= R Beban hidup
= 352,85 KN
 - c. Reaksi total maksimum akibat beban mati dan beban hidup
= 259,215 + 352,85

$$= 612,065 \text{ KN}$$

2. Beban Lateral

a. Akibat gempa bumi.

$$H_1 = K_h \times V$$

$$K_h = v_1 \times v_2 \times v_3 \times K_{ho}$$

K_{ho} = nilai referensi intensitas seismik horizontal desain yang berhubungan dengan perkiraan gempa desain yang dapat dianggap 1

V_1 = faktor koreksi berdasarkan zona yang sesuai dan kondisi lapangan

V_2 = faktor koreksi berdasarkan karakteristik respon

V_3 = faktor koreksi berdasarkan faktor modifikasi/reduksi desain

(untuk wilayah 2, Surabaya)

$$H_1 = K_h \times V$$

$$= 0,5 \times 1 \times 0,33 \times 1 \times 612,065$$

$$= 100,99 \text{ KN}$$

b. Akibat Beban Angin

Gaya angin arahnya tegak lurus arah memanjang jembatan :

$$H_2 = 1,47 \times 17,5$$

$$= 25,725 \text{ KN}$$

$$H_{\text{total}} = H_1 + H_2 = 126,72 \text{ KN}$$

3. Beban Longitudinal

a. Akibat gaya rem

Pada jembatan kereta api pengaruh gaya rem dan traksi tidak berlangsung bersamaan, jadi diambil nilai yang paling besar dari kedua gaya tersebut.

Dari perencanaan struktur utama telah didapatkan nilai traksi yang lebih besar, maka :

$$H_3 = 8,3 \times 17,5$$

$$= 145,25 \text{ KN}$$

b. Akibat gempa bumi.

$$H_4 = K_h \times V$$

$$Kh = v1 \times v2 \times v3 \times Kho$$

Kho = nilai referensi intensitas seismik horizontal desain yang berhubungan dengan perkiraan gempa desain yang dapat dianggap 1

V1 = faktor koreksi berdasarkan zona yang sesuai dan kondisi lapangan

V2 = faktor koreksi berdasarkan karakteristik respon

V3 = faktor koreksi berdasarkan faktor modifikasi/reduksi desain

(untuk wilayah 2, Surabaya)

$$\begin{aligned} H_4 &= Kh \times V \\ &= 0,5 \times 1 \times 0,33 \times 1 \times 612,065 \\ &= 100,99 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$H \text{ total} = H_3 + H_4 = 246,24 \text{ KN}$$

4. Gerakan Tangensial (α_a , α_b , α_s)

$$\alpha_a = \frac{H \times t}{1000 \times A \times G}$$

dimana : H = gaya horizontal
 t = tebal karet landasan
 G = modulus geser = 1,2 Mpa
 A = luas denah karet

Tangensial di tumpuan

$$\begin{aligned} \alpha_a &= \frac{H \times t}{1000 \times A \times G} \\ \alpha_a &= \frac{246240,7 \times 19}{1000 \times 400 \times 250 \times 1,2} \end{aligned}$$

$$\alpha_a = 0,038$$

$$\alpha_b = 0 \text{ (lebar jemabatan} = 4,5 \text{ m} < 10 \text{ m)}$$

$$\text{maka } \alpha_s = \alpha_a + \alpha_b = 0,038$$

c. Perputaran Relatif (α_{aq} , α_{ap}) Radian

Perputaran sudut (rotasi) dipengaruhi oleh :

- Beban mati terbagi rata + beban hidup terbagi rata

$$Q = 12,59 + 32,9$$

$$= 45,49 \text{ KN/m}$$

- Panjang bentang $L=17,5 \text{ m}$, $E = 33234,12 \text{ MPa}$, $I = 36913175000 \text{ mm}^4$

Rotasi untuk beban terbagi rata

$$\alpha_{aq} = \frac{q \times L^3}{48 \times EI} = \frac{45,49 \times 17500^3}{48 \times 33234,12 \times 36913175000} = 0,00024$$

5.1.2 Pemilihan Perletakan

Pemilihan ukuran perletakan didapatkan dari dengan ukuran dan dimensi yang berbeda-beda. Untuk perencanaan viaduk kereta api gubeng ini dicoba menggunakan perletakan bentuk persegi dengan ukuran . spesifikasi elastomer adalah sebagai berikut :

LR elastometric bearings

- Bearing Reference : 4025-01-08ENR3
- Plan Dimension (mm) : 400 x 250
- Height (mm) : 19
- Weight (kg) : 5.90
- K_c (kN/mm) : 3339
- K_s (kN/mm) : 6.92
- Max.Shear Movement UnLocated (mm) : 9.1
- SLS Vertical Load (kN) : 826
- Rotational Capacity (Rads) : 0,0031



Gambar 5.1 Elastomeric Bearing Pad

5.2 Analisa Beban Gempa

- **Beban gempa**

- Beban gempa arah memanjang
Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate. Dan untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut :

$$T'_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T \text{ dengan } K_h = C \cdot S$$

Dimana :

T'_{EQ} = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (KN)

K_h = koefisien gempa horizontal

$$K_h = v_1 \times v_2 \times v_3 \times K_{ho}$$

K_{ho} = nilai referensi intensitas seismik horizontal desain yang berhubungan dengan perkiraan gempa desain yang dapat dianggap 1

V_1 = faktor koreksi berdasarkan zona yang sesuai dan kondisi lapangan

V_2 = faktor koreksi berdasarkan karakteristik respon

V_3 = faktor koreksi berdasarkan faktor modifikasi/reduksi (untuk wilayah 2, Surabaya)

W_T = berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (KN)

I = faktor kepentingan

C = koefisien gempa dasar untuk daerah waktu kondisi setempat yang sesuai.

S = faktor tipe bangunan

- Spesifikasi lokasi viaduk sebagai berikut :
 - Viaduk kereta api Kertajaya Surabaya
 - Tanah lunak
 - $I = 1$
 - Wilayah gempa 2
- $K_h = v_1 \times v_2 \times v_3 \times K_{ho}$

$$= 0,85 \times 1 \times 0,33 \times 1$$

$$= 0,165$$
- Beban gempa arah X (memanjang jembatan)
 - $T'_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$

$$= 0,165 \times 1 \times W_T$$

$$= 0,165 \times 1403,195$$

$$= 231,53 \text{ KN}$$
- Beban gempa arah Y (melintang jembatan)
 - $T'_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$

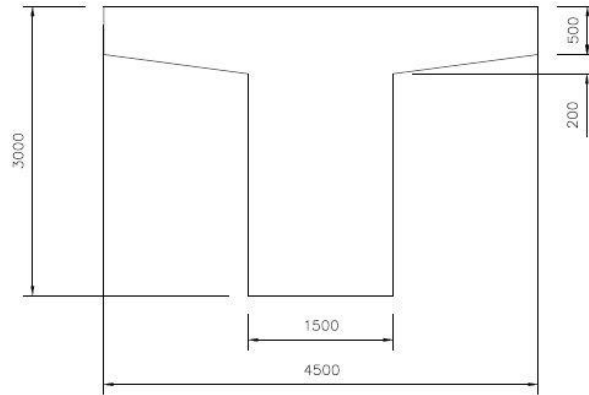
$$= 0,165 \times 1 \times W_T$$

$$= 0,165 \times 1403,195$$

$$= 231,53 \text{ KN}$$

5.3 Perencanaan Pier

Analisa terhadap pier jembatan dibagi menjadi dua tahap perencanaan, yaitu perencanaan kolom pier dan perencanaan pier head. Detail dimensi pier dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Dimensi Pier

Data umum

| | |
|---------------------------|----------------|
| Dimensi | : 1000 /1500mm |
| Tinggi kolom | : 3000mm |
| Tebal decking (d') | : 40 mm |
| Diameter tulangan (D) | : 29 mm |
| Diameter sengkang (D) | : 19 mm |
| Mutu tulangan (f_y) | : 390 Mpa |
| Mutu sengkang (f_y) | : 390 Mpa |
| Mutu beton (f_c') | : 30 Mpa |

Tabel 5.1 P_u dan M_u akibat beban kombinasi pada kolom

| No. | Kombinasi Beban | P_u (KN) | M_{ux} (KNm) | M_{uy} (KNm) |
|-----|----------------------------|------------|----------------|----------------|
| 1 | 1,1D1+1,2D2+1,2L+1,2I+Lf+W | -3717,637 | -1,243E-14 | 0 |
| 2 | 1,1D1+1,2D2+1,2L+1,2I+B+LR | -3717,637 | 54,7018 | -3186,6 |
| 3 | 1,1D1+1,2D2+1,1B+L+LR | -3195,997 | -187,7462 | -3400,26 |
| 4 | 1,1D1+1,2D2+1,1LR+L+I+B | -3614,247 | -187,7462 | -3291,6 |
| 5 | 1,1D1+1,2D2+1,2W | -3097,297 | -187,7462 | 0 |

| | | | | |
|---|------------|-----------|-----------|---------|
| 6 | 1D1+1D2+1E | -2813,219 | -187,7462 | -685,92 |
|---|------------|-----------|-----------|---------|

5.3.1 Perencanaan Kolom Pier

Dimensi yang kolom yang digunakan adalah $b = 1$ m $h = 1,5$ m. Struktur kolom merupakan struktur kolom bergoyang, menurut RSNi T-12-2004 maka :

$$k = 1,2$$

$$A = 1,5 \text{ m}^2$$

$$r = i_3 = 0,288 \text{ m} \quad i_2 = 0,433 \text{ m}$$

- a. Cek kelangsingan struktur :

$$\frac{k \times lu}{r} < 22$$

$$\frac{1,2 \times 3}{0,288} = 14,58$$

maka termasuk kolom merupakan kolom tidak bergoyang (pendek).

- b. Menghitung P kritis

$$\beta d = 0,182$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Tinjauan kolom untuk arah transversal

$$I_2 = 1,304 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0,4E_c \times I_g}{(1 + \beta d)} = 2,45 \times 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(klu)^2} = 1372023,8 \text{ kN}$$

Tinjauan kolom untuk arah longitudinal

$$I_2 = 1,038 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{(1 + \beta d)} = 1,09 \cdot 10^{15}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = 731746,025 \text{ kN}$$

Karena $P_c > P_u$ maka dihitung faktor pembesaran momen sesuai pasal 5.7.6.2

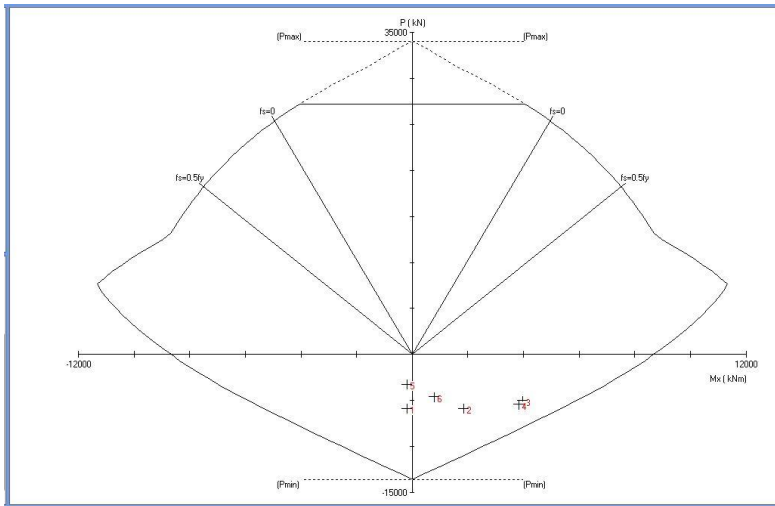
$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}\right)} = 0,99 = 1$$

Maka didapatkan : $M_{\max} \times \delta_s = 3966,97 \text{ kNm}$

$$M_{\min} \times \delta_s = 0 \text{ kNm}$$

5.3.1.1 Penulangan longitudinal kolom

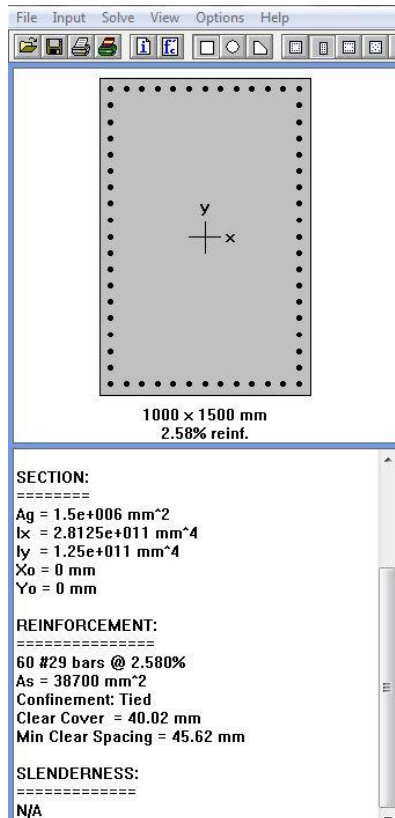
Perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCACol. Hasil terkritik ditunjukkan pada Gambar VI.2.



Gambar 5.1 Output diagram PCACol

5.3.1.2 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut RSNI T-12-2004 pasal 5.7.8.1 a. luas dari tulangan memanjang kolom tidak kurang dari $0,01 A_g$ dan tidak lebih dari $0,08 A_g$. Dari PCACol diperoleh tulangan memanjang terpasang 60 D29 dengan rasio $0,0258 A_g$. Hasil perhitungan PCACol diperlihatkan pada gambar VI.3.



Gambar 50.2Output rasio tulangan PCACol

5.3.1.3 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Dasar Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.5, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n(\max) &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 30 \times (1000 \times 1500 - 39647,143) + 390 \times 39647,143 \right] \end{aligned}$$

$$= 29117514,4 \text{ N} = 29117,51 \text{ kN} > 3717,64 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.3.1.4 Penulangan geser kolom

$$M_u = 3400,26 \text{ kNm} = 3400260000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{longitudinal}}} = 39647,14 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' = 1500 - 40 - 40/2 = 1440 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{3400260000}{3000} = 1133420 \text{ N}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{SNI T-12-2004 5.2-4})$$

$$= \left(1 + \frac{5848960}{14 \cdot (1500 \times 1000)} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 1000 \times 1440$$

$$= 1413862,09 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,65 \times 1413862,09 = 919010,359 \text{ N}$$

Karena $V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser sebesar:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{1133420 - 919010}{0,65} = 3298860 \text{ N}$$

Digunakan tulangan geser 2 kaki 19 mm ($A_v = 283,64 \text{ mm}^2$):

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{201 \times 390 \times 1440}{329860,99} = 342 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang 2D19-300 mm.

5.3.2 Perencanaan Pier Head

5.3.2.1 Penulangan lentur pier head

$$M_u = 1582,893 \text{ kNm} = 1582893000 \text{ Nmm}$$

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

$$h = 500 + \frac{1}{3} \times 200 = 566,67 \text{ mm}$$

$$d = 566,67 - 40 - 29/2 = 493,17 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{1582893000}{0,8} = 1978615750 \text{ Nmm}$$

$$\bullet \quad R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1978615750}{1000 \times 493,17^2} = 8,14$$

$$\bullet \quad m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 11,47$$

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

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

$$\bullet \quad \rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,7785}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,055$$

$$\bullet \quad \rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,055$$

$$= 0,041$$

$$\bullet \quad \rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 8,13}{390}} \right)$$

$$= 0,024$$

- $A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{max}} \times b \times d$
 $= 0,024 \times 1000 \times 493,17$
 $= 11947,322 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan 20 D29 ($A_s = 13215,71 \text{ mm}^2$)

5.3.2.2 Penulangan geser pier head

$$V_u = 1311,58 \text{ kN} = 1311580 \text{ N}$$

- $\rho_w = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{13215,71}{1000 \times 493,17} = 0,043$

- $V_c = \left(\sqrt{f_c'} + 120 \rho_w \frac{V_u \times d}{M_u} \right) \frac{b \times d}{7}$ (SNI T-12-2004 5.2-5)

$$= \left(\sqrt{30} + 120 \cdot 0,0253 \frac{2118890 \times 493,17}{269100000000} \right) \frac{1000 \times 493,17}{7}$$

$$= 538158,78 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1311580 - 0,8 \times 538158,78}{0,8}$$

$$= 1101318,7 \text{ N}$$

$$\bullet \quad S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{283 \times 390 \times 493,17}{1101318,7} = 102,07 \text{ mm}$$

Digunakan sengang **2D19 – 100**.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PERENCANAAN PONDASI

6.1 Data Perencanaan Pondasi Kolom

Pondasi viaduk ini menggunakan pondasi tiang pancang produksi PT Wika dengan spesifikasi sebagai berikut:

| | |
|------------------------|-------------|
| Diameter | = 600 mm |
| Tebal | = 100 mm |
| Kelas | = A1 |
| Allowable axial | = 235.4 ton |
| Bending momen crack | = 17 tm |
| Bending momen ultimate | = 25.5 tm |

6.2 Daya Dukung Tiang Pondasi (Philiphonat)

Dalam tugas akhir ini perhitungan daya dukung tiang pondasi menggunakan metode Philphonat.

$$Q_N = Q_P + Q_S$$

$$Q_P = \frac{A \times q_p}{2}$$

dari unsur ujung tiang (poin)

$$Q_S = \frac{P}{2} \sum f_{ui} \times h_i$$

dari unsur lekatan (friction)

Unsur ujung tiang

$$q_p = \alpha p \times R_p$$

dengan

$$R_p = \frac{1}{6B} \int_{2P}^{2P+3B} R_p(z) dz$$

Dimana :

Q_N = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = Resistance ultimate di dasar pondasi

Q_s = Resistance ultimate akibat lekatan lateral

R_p = Data konus diambil rata-rata sepanjang $3B$ di atas hingga $3B$ di bawah dasar pondasi

Z_p = Posisi ujung bawah tiang

A = section tiang bagian bawah

P = Keliling tiang

B = Diameter tiang

α = Koefisien

f_{ui} = Lekatan lateral batas dari lapisan i setebal h_i

Unsur lekatan

$$f_u = \alpha f \times \frac{R_p}{\alpha_s}$$

Dimana :

α_s, α_f = Koefisien fungsi dari tanah dan tipe tiang

$\Sigma h = D$ = Kedalaman tiang

Tabel 6.1 Koefisien α_s

| Jenis tanah | α_s |
|-------------------|------------|
| Lempung dan kapur | 50 |

| | |
|-------------------------|-----|
| Lanau, lempung berpasir | 60 |
| Pasir berlempung | |
| Pasir lepas | 100 |
| Pasir sedang | 150 |
| Pasir padat | |
| Kerikil | 200 |

Tabel 6.2 Koefisien α_f

| Bahan Tiang | Tipe Tiang | Af |
|-------------|--|------|
| Beton | Tiang dipancang | 1,25 |
| | Tiang dibor dan divibrasi | 1 |
| | Tiang diinjeksi | 0,85 |
| | Tiang dibor untuk $\Phi \leq 1,50$ m | |
| | Tiang dibor dengan $\Phi > 1,50$ m | 0,75 |
| Baja | Tiang profil H | 1,10 |
| | Tiang baja dipancang | 0,60 |
| | Tiang baja terbuka dipasang dengan cara Benoto | 0,30 |

Bila direncanakan menggunakan tiang pancang diameter 60 cm yang dipancang sampai kedalaman 14 m, diperoleh:

$$Q_P = 39 \text{ ton}$$

$$Q_S = 32 \text{ ton}$$

$$Q_N = Q_P + Q_S = 39 + 32 = 71 \text{ ton.}$$

Dari tabel spesifikasi tiang pancang yang diproduksi PT. Wika diketahui kapasitas tiang pancang tunggal berdasarkan kekuatan bahan adalah 235.4 ton. Dengan demikian maka kapasitas tiang pancang tunggal diambil berdasarkan berdasarkan pada daya dukung tanah yaitu $P_{ijin \ 1 \ tiang} = 71 \text{ ton}$.

Hasil perhitungan kapasitas tiang pancang tunggal berdasarkan daya dukung tanah secara lengkap disajikan dalam Tabel 6.3:

Tabel 6.3Perhitungan daya dukung 1 piang pancang

| kedalaman | Tekanan konus | fr | jenis tanah | 3B atas bawah | Rp | αp | as | αf | qp | Qp(a) | fu | fui*hi | $\Sigma fui*hi$ | Qs(a) | Qn | Qn |
|-----------|-----------------------|-----|--------------|---------------|-----------------------|------------|-------|------------|-----------------------|--------|-----------------------|---------|-----------------|--------|--------|-------|
| (cm) | (kg/cm ²) | (%) | | | (kg/cm ²) | | | | (kg/cm ²) | (kg) | (kg/cm ²) | (kg/cm) | (kg) | (kg) | (kg) | (t0n) |
| 0 | 0 | 0 | sand | 0 | 2,7 | 0,4 | 150,0 | 1,3 | 1,1 | 1508,6 | 0,0 | 2,2 | 2,2 | 209,5 | 1718,1 | 1,7 |
| | | 0 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 100 | 8 | 2,5 | sandy clay | 0 | | 0,5 | 60,0 | 1,3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,2 | 209,5 | 209,5 | 0,2 |
| | | 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 200 | 10 | 2 | silty sand | 5 | 5,3 | 0,4 | 100,0 | 1,3 | 2,2 | 3168,0 | 0,1 | 6,7 | 8,9 | 838,1 | 4006,1 | 4,0 |
| | | 10 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 300 | 4 | 2,4 | sandy clay | 7 | 4,0 | 0,5 | 60,0 | 1,3 | 1,9 | 2715,4 | 0,1 | 8,3 | 17,2 | 1623,8 | 4339,2 | 4,3 |
| | | 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 400 | 1 | 11 | peat | 6 | 2,7 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 1,3 | 1885,7 | 0,1 | 6,7 | 23,9 | 2252,4 | 4138,1 | 4,1 |
| | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 500 | 2 | 5 | organic clay | 4 | 2,3 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 1,2 | 1650,0 | 0,1 | 5,8 | 29,7 | 2802,4 | 4452,4 | 4,5 |
| | | 2 | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 600 | 2 | 3,3 | soft clay | 2 | 2,0 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 1,0 | 1414,3 | 0,1 | 5,0 | 34,7 | 3273,8 | 4688,1 | 4,7 |
| | | 2 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|-----|-----|--------------|-----|------|-----|-------|-----|------|---------|-----|-------|-------|---------|---------|------|
| | | | | 2 | | | | | | | | | | | | |
| 700 | 1 | 10 | peat | 2 | 1,7 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 0,8 | 1178,6 | 0,0 | 4,2 | 38,9 | 3666,7 | 4845,2 | 4,8 |
| | | | | 1 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 2 | | | | | | | | | | | | |
| 800 | 1 | 10 | peat | 3 | 1,7 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 0,8 | 1178,6 | 0,0 | 4,2 | 43,1 | 4059,5 | 5238,1 | 5,2 |
| | | | | 1 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 1 | | | | | | | | | | | | |
| 900 | 2 | 5 | organic clay | 2 | 2,3 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 1,2 | 1650,0 | 0,1 | 5,8 | 48,9 | 4609,5 | 6259,5 | 6,3 |
| | | | | 2 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 3 | | | | | | | | | | | | |
| 1000 | 1 | 11 | peat | 1 | 4,0 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 2,0 | 2828,6 | 0,1 | 10,0 | 58,9 | 5552,4 | 8381,0 | 8,4 |
| | | | | 1 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 10 | | | | | | | | | | | | |
| 1100 | 3 | 6,8 | peat | 2 | 14,3 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 7,2 | 10135,7 | 0,4 | 35,8 | 94,7 | 8931,0 | 19066,7 | 19,1 |
| | | | | 3 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 38 | | | | | | | | | | | | |
| 1200 | 13 | 7,4 | peat | 2 | 51,3 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 25,7 | 36300,0 | 1,3 | 128,3 | 223,1 | 21031,0 | 57331,0 | 57,3 |
| | | | | 12 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 140 | | | | | | | | | | | | |
| 1300 | 40 | 2,5 | silty sand | 4 | 48,0 | 0,4 | 100,0 | 1,3 | 20,2 | 28512,0 | 0,6 | 60,0 | 283,1 | 26688,1 | 55200,1 | 55,2 |
| | | | | 40 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 100 | | | | | | | | | | | | |
| 1400 | 100 | 1,2 | sand | 30 | 70,0 | 0,4 | 150,0 | 1,3 | 28,0 | 39600,0 | 0,6 | 58,3 | 341,4 | 32188,1 | 71788,1 | 71,8 |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|----|-----|------------|-----|-------|-----|-------|-----|------|---------|-----|-------|--------|----------|----------|-------|
| | | | | 100 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 80 | | | | | | | | | | | | |
| 1500 | 90 | 1 | sand | 90 | 78,0 | 0,4 | 150,0 | 1,3 | 31,2 | 44125,7 | 0,7 | 65,0 | 406,4 | 38316,7 | 82442,4 | 82,4 |
| | | | | 90 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 54 | | | | | | | | | | | | |
| 1600 | 70 | 2 | silty sand | 100 | 80,0 | 0,4 | 100,0 | 1,3 | 33,6 | 47520,0 | 1,0 | 100,0 | 506,4 | 47745,2 | 95265,2 | 95,3 |
| | | | | 70 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 70 | | | | | | | | | | | | |
| 1700 | 50 | 4 | sandy clay | 94 | 69,3 | 0,5 | 60,0 | 1,3 | 33,3 | 47067,4 | 1,4 | 144,4 | 650,8 | 61364,3 | 108431,7 | 108,4 |
| | | | | 50 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 64 | | | | | | | | | | | | |
| 1800 | 80 | 3,5 | sandy clay | 70 | 76,7 | 0,5 | 60,0 | 1,3 | 36,8 | 52045,7 | 1,6 | 159,7 | 810,6 | 76423,8 | 128469,5 | 128,5 |
| | | | | 80 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 80 | | | | | | | | | | | | |
| 1900 | 60 | 4,4 | hard clay | 60 | 66,7 | 0,5 | 50,0 | 1,3 | 33,3 | 47142,9 | 1,7 | 166,7 | 977,2 | 92138,1 | 139281,0 | 139,3 |
| | | | | 60 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 80 | | | | | | | | | | | | |
| 2000 | 70 | 3,6 | sandy clay | 80 | 80,0 | 0,5 | 60,0 | 1,3 | 38,4 | 54308,6 | 1,7 | 166,7 | 1143,9 | 107852,4 | 162161,0 | 162,2 |
| | | | | 70 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 90 | | | | | | | | | | | | |
| 2100 | 65 | 2,2 | silty sand | 70 | 128,3 | 0,4 | 100,0 | 1,3 | 53,9 | 76230,0 | 1,6 | 160,4 | 1304,3 | 122977,4 | 199207,4 | 199,2 |
| | | | | 65 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 250 | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------|-----|-----|------|-----|-------|-----|-------|-----|------|---------|-----|-------|--------|----------|----------|-------|
| 2200 | 100 | 1 | sand | 70 | 140,0 | 0,4 | 150,0 | 1,3 | 56,0 | 79200,0 | 1,2 | 116,7 | 1421,0 | 133977,4 | 213177,4 | 213,2 |
| | | | | 100 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 250 | | | | | | | | | | | | |
| 22,8 | 250 | 0,8 | sand | 90 | 147,5 | 0,4 | 150,0 | 1,3 | 59,0 | 83442,9 | 1,2 | 122,9 | 1543,9 | 145566,7 | 229009,5 | 229,0 |
| | | | | 250 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |

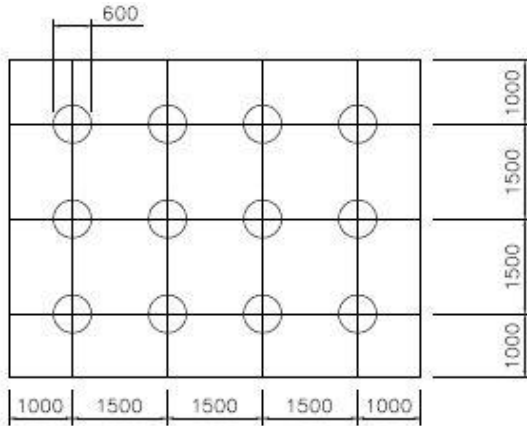
6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Beban – beban kombinasi yang bekerja pada pondasi ini dengan adalah sebagai berikut:

| No | Kombinasi Beban | Pu (KN) | Mux (KNm) | Muy (KNm) |
|----|--------------------|--------------|-----------|-----------|
| 1 | D1+D2+L+I+Lf+W | - 3229,56 | -170,68 | 0,00 |
| 2 | D1+D2+L+I+B+L R | - 3229,56 | -170,68 | -3186,60 |
| 3 | D1+D2+B+L+LR | - 2811,31 | -170,68 | -3186,60 |
| 4 | D1+D2+LR+L+I+B | - 3229,56 | -170,68 | -3186,60 |
| 5 | D1+D2+W | - 2714,52 | -170,68 | 0,00 |
| 6 | D1+D2+E | - 2811,31 | 515,24 | -685,92 |

Jarak antar tiang pancang dalam satu kelompok direncanakan sebagai berikut:

- Untuk jarak ke tepi pondasi
 - $1.5 D \leq S1 \leq 2 D$
 - $1.5 \times 60 \leq S1 \leq 2 \times 60$
 - $90 \leq S1 \leq 120$
 - Pakai $S1 = 100$ cm
- Untuk jarak antar tiang pancang :
 - $2.5 D \leq S \leq 3 D$
 - $2.5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$
 - $150 \leq S \leq 180$
 - Pakai $S = 150$ cm



Gambar 6.1 Perencanaan kelompok pondasi

Dimensi poer: 500 cm x 650 cm x 120 cm

$$Q_{l\text{group}} = P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e$$

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan *Converse Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{D}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 60 cm

S = jarak antar tiang pancang = 150 cm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 4

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 3

Sehingga :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{60}{150}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{3}\right) = 0,656$$

Maka :

$$\begin{aligned} Q_{l\text{group}} &= P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e \\ &= 71,78 \times 12 \times 0,656 \end{aligned}$$

$$= 565,43 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 322,96 \text{ ton} \\ \text{b. Berat Poer} &= 5 \times 8 \times 1,2 \times 2,4 = 93,6 \text{ ton} \\ \text{Berat total} &= 416,56 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{l_{\text{group}}} = 565,43 \text{ ton} > 416,56 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

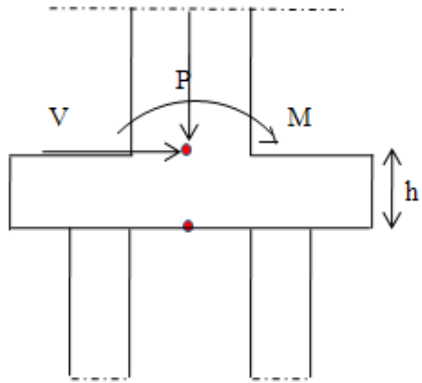
6.4 Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\text{max}}}{\sum y^2}$$

Dimana :

| | |
|------------------|--|
| P | = Beban vertikal ekuivalen |
| V | = Beban vertikal dari kolom |
| n | = banyaknya tiang dalam group |
| M_x | = momen terhadap sumbu x |
| M_y | = momen terhadap sumbu y |
| x_{max} | = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang |
| y_{max} | = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang |
| $\sum x^2$ | = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group |
| $\sum y^2$ | = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group |



Gambar 6.2 Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi

Tabel 6.4 perhitungan jarak ponasi

| dy | n | dx | n | sd _y ² | sd _x ² |
|-----|---|-----|-------|------------------------------|------------------------------|
| 1,5 | 4 | 1,5 | 3 | 9 | 6,75 |
| 1,5 | 4 | 3 | 3 | 9 | 27 |
| | | 3 | 3 | | 27 |
| | | 1,5 | 3 | | 6,75 |
| | | | total | 18 | 67,5 |

Diperoleh gaya – gaya maksimum yang bekerja sebagai berikut:

$$P = 322,9 \text{ ton}$$

$$M_x = 17,68 \text{ tonm}$$

$$M_y = 318,6 \text{ tonm}$$

$$n = 12$$

$$X_{\max} = 3 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1,5 \text{ m}$$

$$\sum X^2 = 67,5 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 18 \text{ m}^2$$

Maka :

$$P_v = \frac{322,9}{12} \pm \frac{318,6 \times 3}{67,5} \pm \frac{17,07 \times 1,5}{18}$$

$$P_{\max} = 26,9 + 14,16 + 1,42$$

$$= 42,5 \text{ ton} < P_{\text{ijin 1 tiang}} = 71,79 \text{ ton} \times 0,656 = 47,12 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

Tabel 6.5 Perhitungan Beban pada Pondasi

| Kom b. | Pu (KN) | Mux (KNm) | Muy (KNm) | Pu/n | My*/x/ Sx | Mx*/y/ Sy | Pmax (ton) |
|--------|----------|-------------|-----------|--------|--------------|--------------|------------|
| 1 | -3229,56 | - 170,68 | 0,00 | 269,13 | 0,00 | 14,22 | 28,34 |
| 2 | -3229,56 | - 170,68 | -3186,60 | 269,13 | 141,63 | 14,22 | 42,50 |
| 3 | -2811,31 | - 170,68 | -3186,60 | 234,28 | 141,63 | 14,22 | 39,01 |
| 4 | -3229,56 | - 170,68 | -3186,60 | 269,13 | 141,63 | 14,22 | 42,50 |
| 5 | -2714,52 | - 170,68 | 0,00 | 226,21 | 0,00 | 14,22 | 24,04 |
| 6 | -2811,31 | 515,24 | -685,92 | 234,28 | 30,49 | 42,94 | 30,77 |

6.5 Perencanaan Poer

Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu poer harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan poer:

- Jumlah tiang = 12 buah
- Dimensi tiang :
 - Diameter = 0,6 m
- Dimensi poer :
 - Panjang (b) = 6,5 m
 - Lebar (l) = 5 m
 - Tebal (h) = 1,2 m

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 390 Mpa
- Diameter tul. Utama = 29 mm
- Diameter sengkang = 25 mm
- Selimut beton = 50 mm
- Tinggi efektif (d) :

$$d' = 1200 - 50 - 29 - \frac{1}{2} \times 29 = 1106,5 \text{ mm}$$

6.5.1 Kontrol Geser Pons Pada Poer

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2. Kuat geser diambil nilai terkecil dari:

$$\phi V_{c1} = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{6}$$

$$\phi V_{c2} = \phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{12}$$

$$\phi V_{c3} = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

dimana :

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

Data – data perencanaan untuk poer adalah sebagai berikut:

P_u = 42,5 ton

P_{\max} (1 tiang) = 71,79 ton

$$\begin{aligned}\sum \text{tiang pancang tiap group} &= 12 \\ \text{Dimensi poer1} &= 5 \times 6,5 \times 1.2 \text{ m}^3\end{aligned}$$

6.5.2 Akibat kolom

$$\beta_c = \frac{1500}{1000} = 1,5$$

$$b_o = 2 (1500 + 1081,5) + 2 (1000 + 1081,5) = 9326 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6 \times \left(1 + \frac{2}{1,5}\right) \frac{\sqrt{30} \times 9326 \times 1081,5}{6} = 12890191N = 1289,02t$$

$$\phi V_{c2} = 0.6 \times \left(\frac{30 \times 1081,5}{9236} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 9236 \times 1081,5}{12} = 15133959N = 1513,4t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 9236 \times 1081,5 = 11048735N = 1104,87t$$

Diambil nilai terkecil = 1104,87 ton

$P_u = 323 \text{ ton} < \phi V_c = 1104,87 \text{ ton} \dots \text{ Ok}$

6.5.3 Akibat tiang pancang

$$\beta_c = \frac{600}{600} = 1$$

$$b_o = (0.25 \times \pi \times 1081,5) + (2 \times 1000) = 2849,75 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{30 \times 2849,75 \times 1081,5}{6} = 1132401N = 113,24t$$

$$\phi V_{c2} = 0.6 \times \left(\frac{30 \times 1081,5}{2849,75} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 2849,75 \times 1081,5}{12} = 11297675N = 1129,77t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 2849,75 \times 1081,5 = 3376167N = 337,617t$$

Diambil nilai terkecil = 113,24 ton

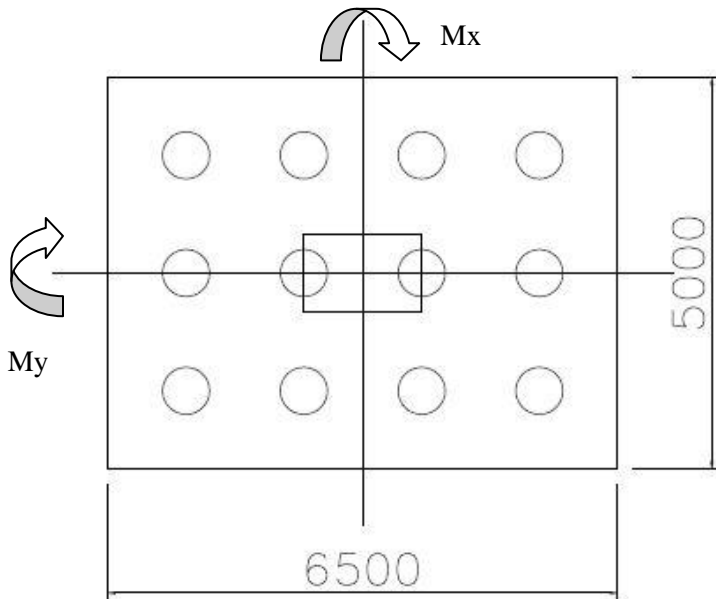
$$P_u = 71,78 \text{ ton} < \phi V_c = 113,24 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds.

6.6 Penulangan Poer

6.6.1 Penulangan Lentur

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang (gaya perlawanan tanah) sebesar P dan berat sendiri Poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 6.2 Perencanaan poer dan pondas

- **Kontrol penampang :**

Berdasarkan SNI 2847 psl 10.4.3

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.041$$

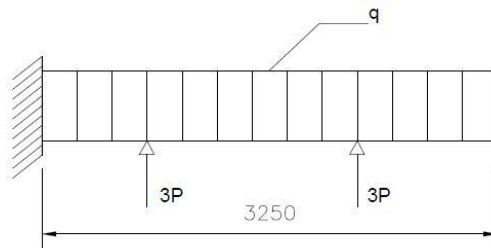
$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.031$$

$$\rho_{\min} = 0.0036$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = 11.47$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0.8$ (SNI 03-2847 psl 11.3.2.1)

- **Penulangan lentur poer arah sumbu X**



$$P_{\max} = 42,5 \text{ ton}$$

$$Q = 5 \times 1,2 \times 2,4 = 14,4 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= (3 \times 42,5 \times 0,75) + (3 \times 42,5 \times 2,25) - 0,5 \times 14,4 \times 3,25^2 \\ &= 306,432 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$- Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{306000000}{0,8 \times 6500 \times 1135^2} = 0,46$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{15,294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,294 \times 0,46}{390}} \right)$$

$$= 0,001$$

- Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min} < \rho_{max}$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned} - \quad A_{s_{perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 6500 \times 1135 \\ &= 26495 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \quad A_{s_{tulangan}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\ &= 660,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

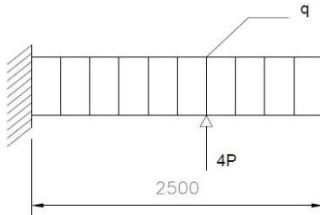
- Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tulangan}}} \\ &= \frac{26495 \text{ mm}^2}{660,79 \text{ mm}^2} \\ &= 40,0902 \end{aligned}$$

$$\approx 42 \text{ buah}$$

❖ Dipakai tulangan 42 ϕ 29 ($A_s = 27753 \text{ mm}^2$)

• **Penulangan lentur poer arah sumbu Y**



- $P_{max} = 42,5 \text{ ton}$
- $Q = 6,5 \times 1,2 \times 2,4 = 18,72 \text{ ton/m}$
- Momen yang bekerja :
- $Mu = (4 \times 42,5 \times 1,5) - (0,5 \times 18,72 \times 2,5^2)$
 $= 196,49 \text{ tm}$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{1964900000}{0,8 \times 5000 \times 1106,5^2} = 0,31$$

$$\begin{aligned} - \rho_{perlu} &= \frac{1}{15,294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,294 \times 0,31}{390}} \right) \\ &= 0,0008 \end{aligned}$$

- Karena $\rho_{perlu} < \rho_{min} < \rho_{max}$, maka dipakai ρ_{min} .

$$\begin{aligned} - A_{s_{perlu}} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 5000 \times 1106,5 \\ &= 19860 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - A_{s_{tulangan}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\ &= 660,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{tulangan}}} \\ &= \frac{19860 \text{ mm}^2}{660,79 \text{ mm}^2} \\ &= 30,05 \end{aligned}$$

≈ 32 buah

❖ Dipakai tulangan 32ø29 ($A_s = 21145 \text{ mm}^2$)

• **Penulangan geser**

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d = 6737672 \text{ N}$$

$$V_u = 1641679 \text{ N}$$

$$0,5 V_c = 3368836 \text{ N}$$

$V_u < 0,5 V_c$, maka digunakan tulangan geser dipasang dengan jarak maksimum yaitu,

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{1131,5}{2} = 565,75 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan **D10-500 mm**.

BAB VII

METODE PELAKSANAAN

7.1 Data Perencanaan

| | |
|----------------------|---|
| Nama jembatan | : Viaduk Kereta Api Kertajaya |
| Lokasi jembatan | : Jalan Kertajaya, Surabaya, provinsi Jawa Timur. |
| Fungsi jembatan | : Rel kereta api <i>double track</i> . |
| Tipe jembatan | : Pelat berongga pracetak dengan menggunakan struktur beton pratekan. |
| Jumlah jembatan | : 2 |
| Panjang total | : 35 m, terdiri dari 2 bentang @ 17,5 m. |
| Metode pelaksanaan | : Dengan metode <i>service crane</i> . |
| Lebar total jembatan | : 9 m (<i>double track</i>), @ 4,5 m. |
| Lebar <i>track</i> | : 1067 mm. |

7.2 Pekerjaan Erection Balok

- Prinsip pemasangan balok girder pratekan adalah dengan jacking di tempat produksi untuk tendon simple beam dan jacking di tempat konstruksi untuk tendon menerus. Sistem erection balok menggunakan sistem crane.
- Pembuatan girder dilaksanakan di pabrik dalam area batching plant yaitu sepanjang 17,5 m.
- Metode pengiriman disesuaikan dengan bentuk girder, lokasi dan alat bantu bongkar muat yang tersedia. Untuk bongkar muat girder dilakukan dengan crane.
- Setelah girder terpasang, pemasangan difragma yang dibuat secara precast dapat dilakukan yaitu dengan cara bergantian dengan balok.
- Tahapan pelaksanaan Post Tensioning Girder

Untuk pelaksanaan stressing dilakukan apabila kekuatan beton memenuhi yang disyaratkan sesuai dengan inisial jacking force yang telah disetujui.

Pelaksanaan stressing dibagi dalam 3 tahap :

- a. Tahap persiapan
- b. Tahap pelaksanaan stressing
- c. Tahap akhir

Tahap persiapan

- Stressing bed, menggunakan dudukan beton pada ujung girder dan balok kayu pada girder tengah.
- Pemasangan plat/multiplek yang telah dilapisi grease.
- Perletakan girder pada stressing bed sesuai dengan segmen sehingga menjadi satu kesatuan.
- Levelling girder dengan menggunakan dongkrak.

Tahap pelaksanaan

- Penusukan strand ke dalam duct dengan cara menusuk dari satu arah ke dalam duct satu per satu. Strands dipotong sesuai dengan bentang layout kabel ditambah $\pm 1,00$ m (sesuai dengan panjang alat stressing/jack yang dipakai) sebagai stressing length untuk tiap angkur hidup.
- Pemberian bonding agent pada muka antar segmen yang akan disambung, jarak antar segmen kurang lebih 10 cm.
- Pemasangan jack gun/stressing jack. Posisi dirapatkan ke arah casting, anchor head dan stressing head rapat.
- Penarikan kabel :
 - Stressing baru dilaksanakan apabila mutu beton mencapai kuat tekan 43,23 Mpa atau asumsi pada perencanaan $f_{ci} = f_c$, umur beton sekitar 28 hari.
 - Stressing (penarikan) dilakukan sesuai dengan perhitungan.

- Untuk mengontrol tegangan dan perpanjangan kabel dilakukan pencatatan pada setiap kenaikan tegangan 1000-2000 psi dan hasilnya dibandingkan dengan perhitungan teoritis yang dilakukan sebelum penarikan. Perbedaan yang dapat diterima adalah ± 5 persen.

Tahap akhir

- Pemotongan sisa perpanjangan strands di luar anchor head dan menutupnya dengan adukan semen.
- Pekerjaan grouting ;
 - Setelah hasil stressing mendapat persetujuan dari pihak konsultan maka pekerjaan grouting baru dapat dilaksanakan.
 - Awal dari pekerjaan grouting adalah pemotongan kabel baja prategang (strand) yang berada pada angkur. Strand dipotong minimum 2 cm dari tepi terluar baji (jaws).
 - Jika pemotongan telah selesai dilaksanakan maka angkur ditutup dengan adukan semen dan pasir (patching) untuk mencegah keluarnya bahan grouting dari sela-sela strand atau baji.
 - 24 jam setelah pekerjaan patching selesai maka pekerjaan grouting dapat dilaksanakan.
 - Sebelum pekerjaan grouting dilaksanakan duct yang berisi strand dibersihkan dengan mengalirkan air bersih ke dalamnya kemudian dengan menggunakan kompresor yang disediakan duct tersebut dikeringkan.
 - Adukan grouting terdiri dari perbandingan campuran semen 1 sak (50 kg), air bersih 22 liter (w/c : 0,45) dan grout admixture sebanyak 227 gram.
 - Pada pelaksanaan pekerjaan grouting, semen, air dan additive diaduk menggunakan electrical

grouting pump. Bahan grouting dipompakan dengan tekanan sekitar 0,5 N/mm² dan setelah keluar pada grout vent dan grout inlet maka grout outlet dan grout inlet ditutup dan pekerjaan grouting selesai.

- Cor penahan tepi untuk bak balas.
- Pemberian batu pecah dan pemasangan rel.
- Finishing

BAB VIII PENUTUP

8.1 Kesimpulan

1. Viaduk Kereta Api ini melintasi Jalan Kertajaya yang memiliki bentang total 35 m dan akan dibagi menjadi dua bentang viaduk dengan panjang total masing-masing 17,5 m.
2. Perencanaan dimensi balok utama dengan $h = 0,80$ m.
3. Gaya Prategang awala yang digunakan sebesar 7000KN. 2300 untuk tendon simple beam dan 4700 KN untuk tendon menerus.
4. Dari perhitungan kehilangan prategang sebesar 13%
5. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan viaduk ini berdasarkan Standar Teknis Kereta Api untuk Struktur Beton dan Pondasi tahun 2006 dan dianalisis menggunakan program SAP
6. Dari hasil perencanaan struktur viaduk ini menghasilkan tinggi bebas setinggi 3 m, lebih tinggi 0,5 m dibanding sebelumnya.

8.2 Saran

1. Perencanaan menggunakan beton pratekan sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya pratekan yang terjadi , serta disesuaikan dengan panjang balok pratekan
2. Kontrol tegangan dan analisa yang didapatkan sebaiknya dicek terhadap berbagai jenis kombinasi pembebanan yang sesuai dengan kenyataan di lapangan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Lin,T.Y., dan Burns, N.H. 1996. *Desain Struktur Beton Prategang Jilid I*. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Lin,T.Y., dan Burns, N.H. 1982. *Desain Struktur Beton Prategang Jilid II*. Jakarta : Penerbit Erlangga.

Nawy, Edward G. 2001. *Presressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd edition*. New Jersey: Prrentice Hall.

Wahyudi, Herman 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*.

Supriyadi, Bambang 2002. *Jembatan*.Jakarta :Penerbit BETA Offset.

RSNI T-12-2004 : Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan.

SNI T-02-2005: Peraturan Pembebanan Untuk Jembatan.

Standar Teknis Kereta Api untuk Beton dan Pondasi tahun 2006

BIODATA PENULIS



Penulis lahir di Surabaya pada tanggal 3 Agustus 1992 dengan nama lengkap Sonia Rosma Efanita Boru Siregar. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis, yaitu TK Swandayani Surabaya, SD Dewi Sartika Surabaya, SMP Negeri 1 Surabaya, dan SMA Negeri 5 Surabaya. Setelah lulus dari SMA Negeri 5 Surabaya, penulis mengikuti SNMPTN (Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri) dan diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya pada tahun 2010 dan terdaftar dengan NRP. 3110100126.

Selama berkuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis sangat tertarik pada Bidang Studi Struktur, terutama pada penggunaan beton pratekan untuk bentang panjang di dalam struktur jembatan. Oleh karena itu pada Tugas Akhir ini penulis mengambil topik bahasan mengenai perencanaan jembatan yang menggunakan beton pratekan. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email: **soniarosmaefianita@gmail.com**



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS**

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

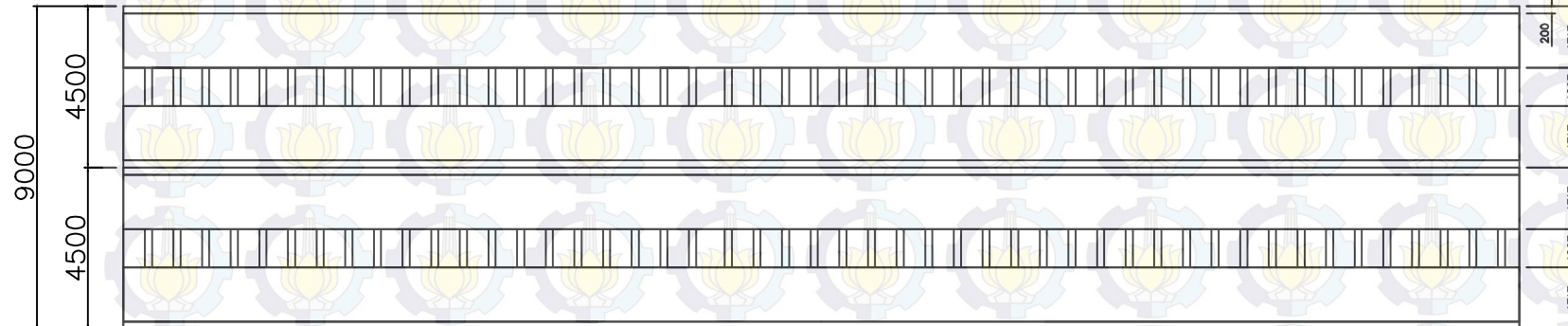
LAYOUT
PERENCANAAN
VIADUK

SKALA

1:200

NO. GAMBAR

1



LAYOUT PERENCANAAN VIADUK

SKALA 1:200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

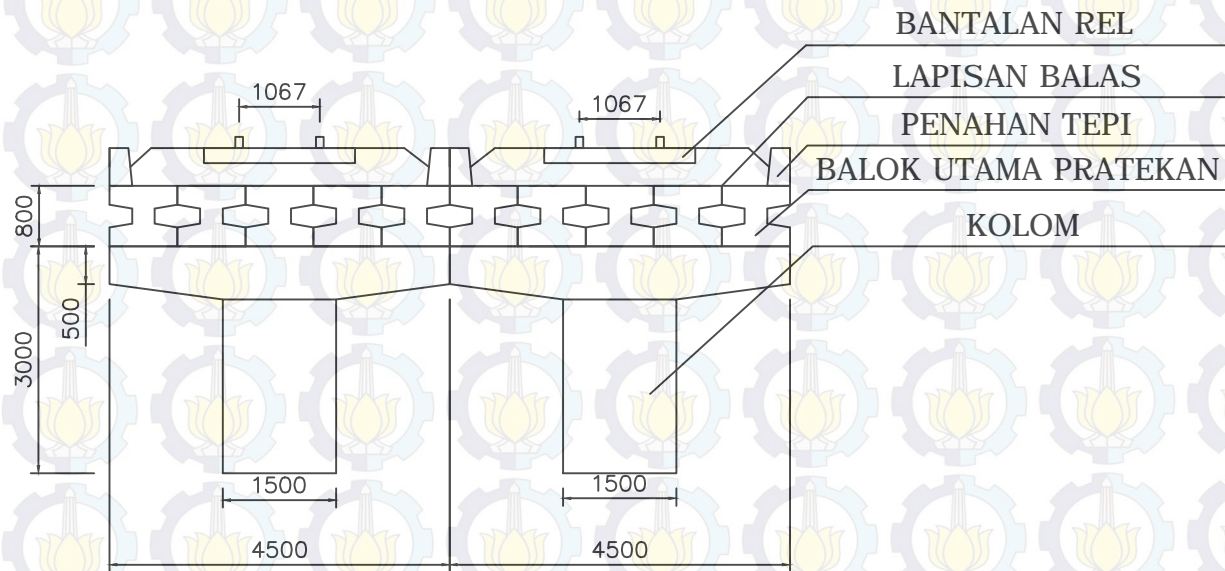
POTONGAN
MELINTANG
VIADUK

SKALA

1:100

NO. GAMBAR

3



POTONGAN MELINTANG VIADUK

SKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSMA E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

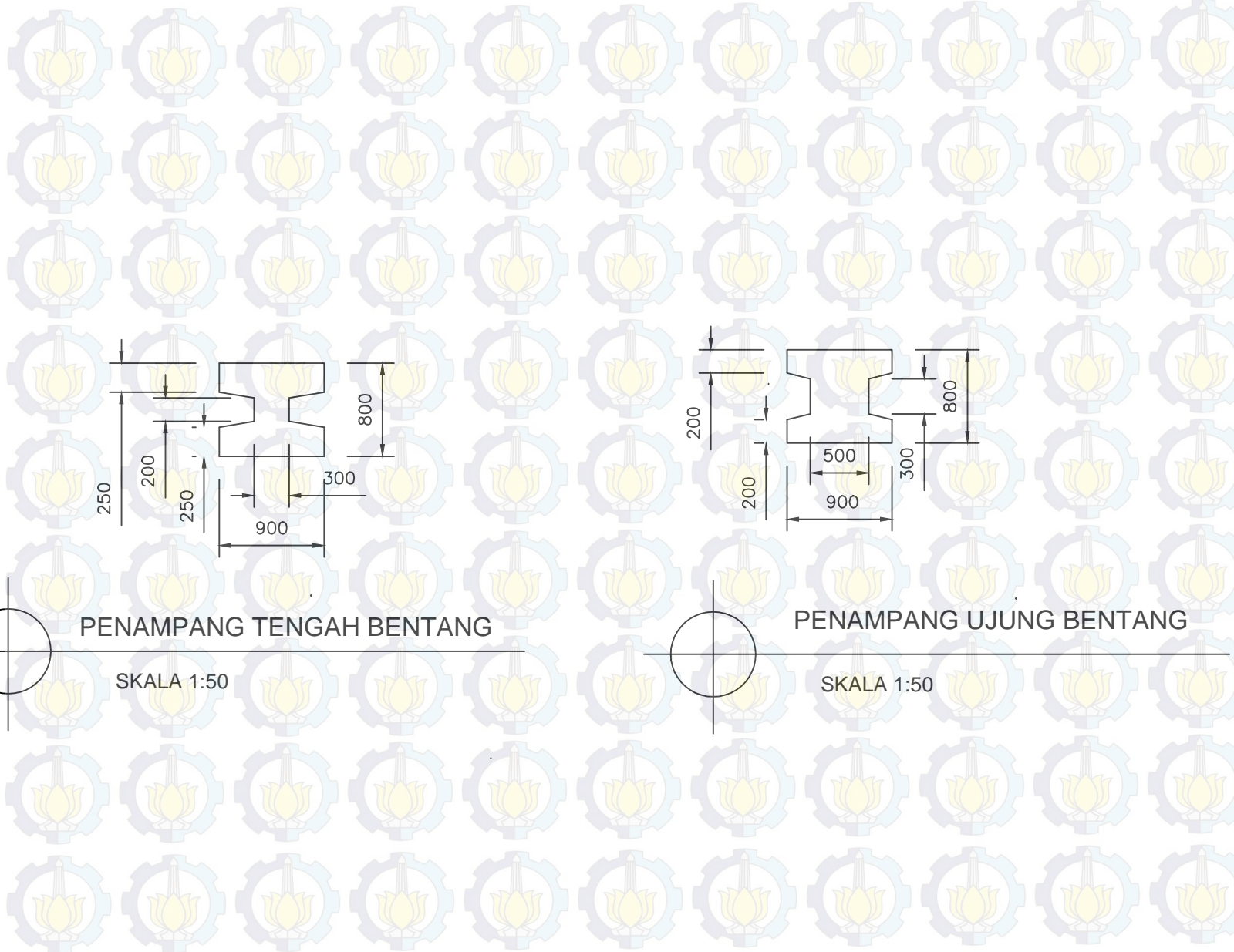
BALOK
UTAMA

SKALA

1:50

NO. GAMBAR

4



PENAMPANG TENGAH BENTANG

SKALA 1:50

PENAMPANG UJUNG BENTANG

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSMA E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

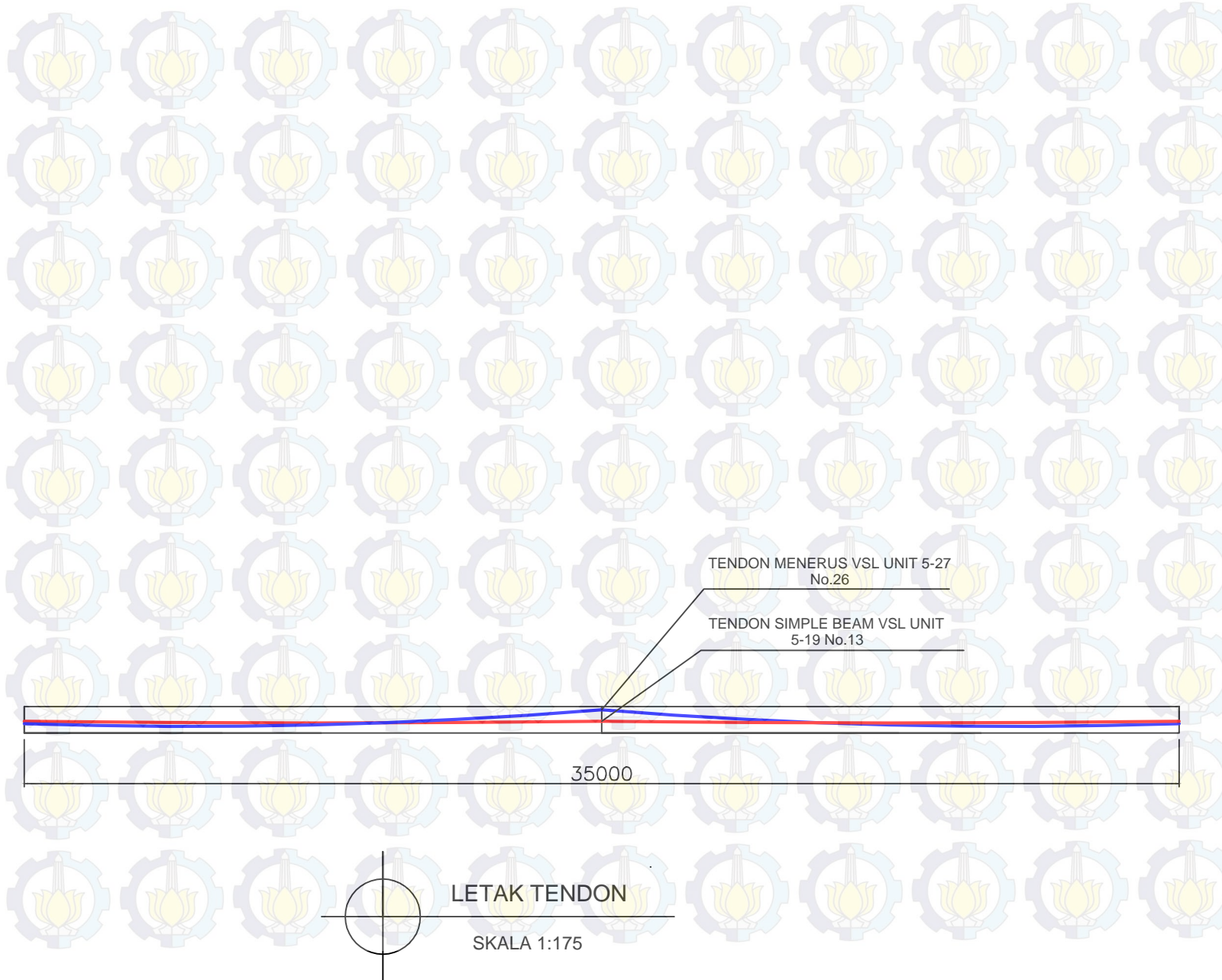
LETAK
TENDON

SKALA

1:175

NO. GAMBAR

5





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

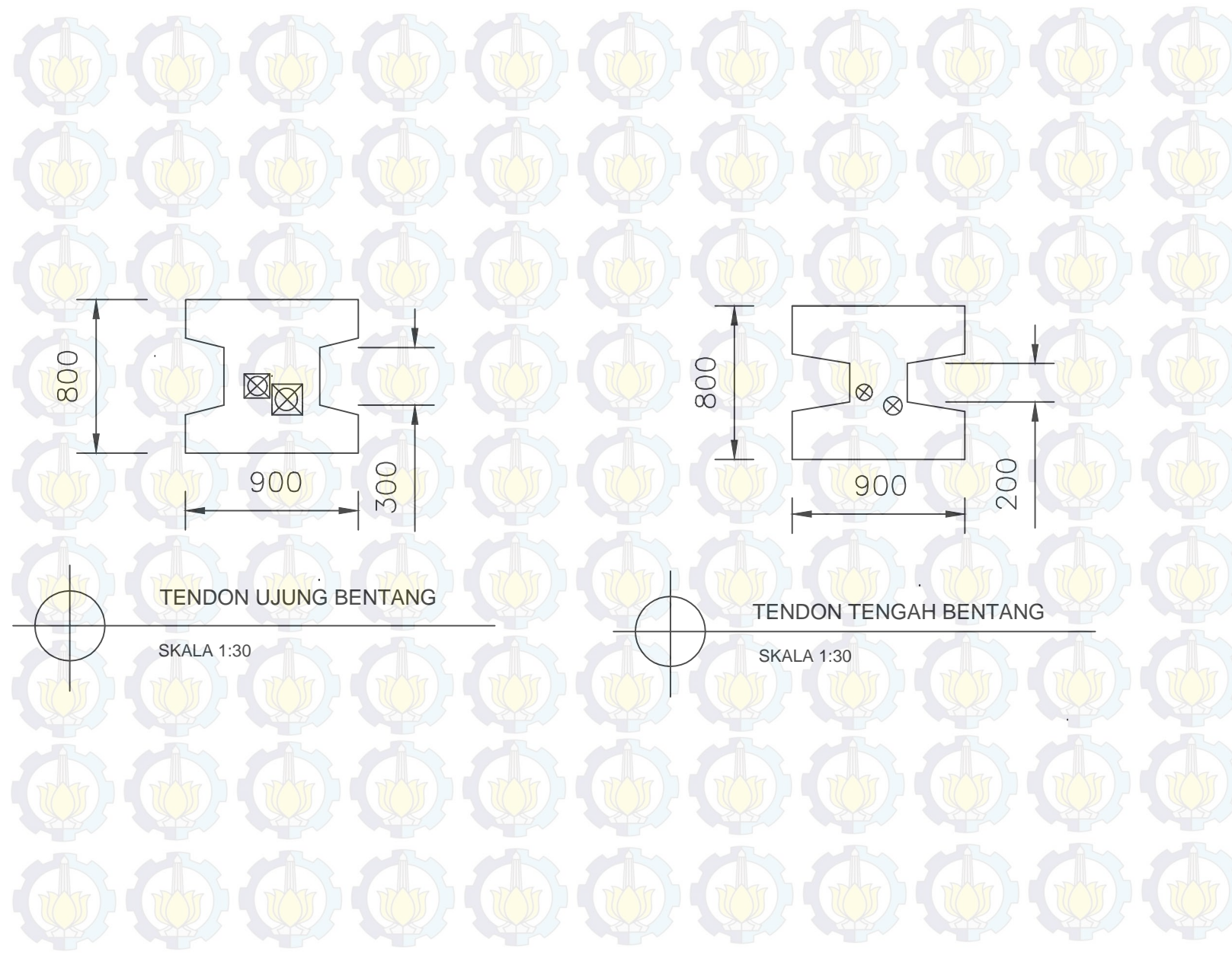
LETAK
TENDON

SKALA

1:30

NO. GAMBAR

6



TENDON UJUNG BENTANG

SKALA 1:30

TENDON TENGAH BENTANG

SKALA 1:30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

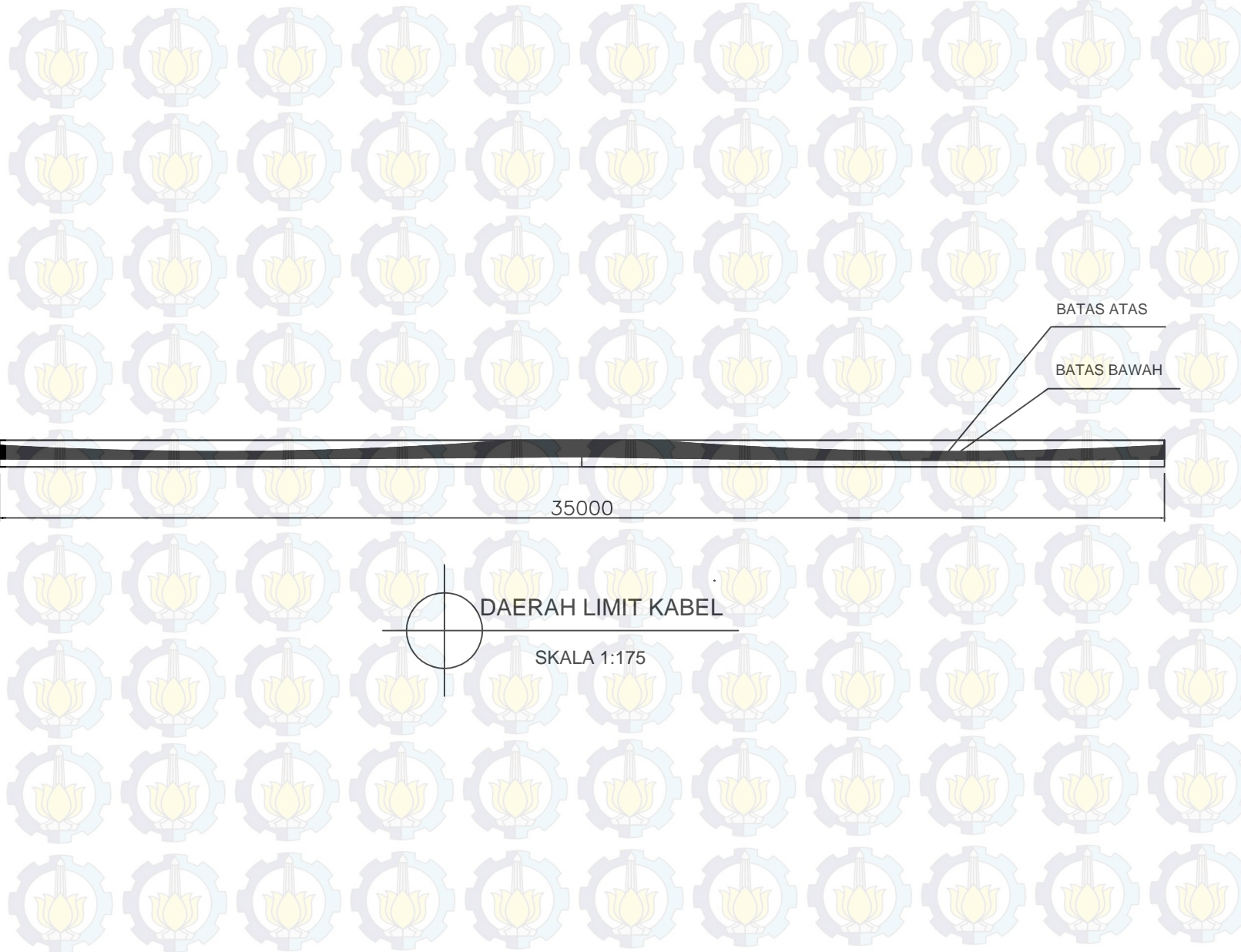
DAERAH LIMIT
KABEL

SKALA

1:175

NO. GAMBAR

7





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

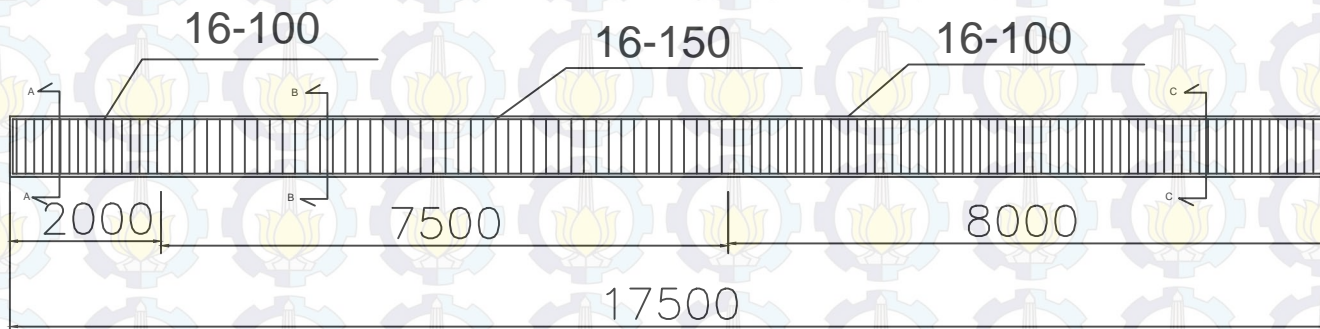
PENULANGAN
GESER
BALOK

SKALA

1:100

NO. GAMBAR

8



PENULANGAN GESER BALOK

SKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

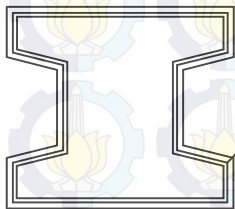
PENULANGAN
GESER
BALOK

SKALA

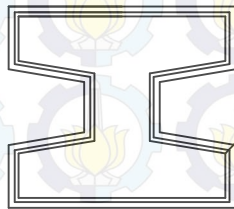
1:30

NO. GAMBAR

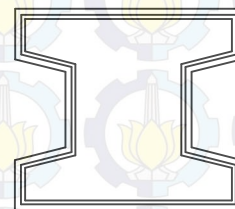
9



16-100



16-150



16-100



DETAIL A-A

SKALA 1:30



DETAIL B-B

SKALA 1:30



DETAIL C-C

SKALA 1:30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

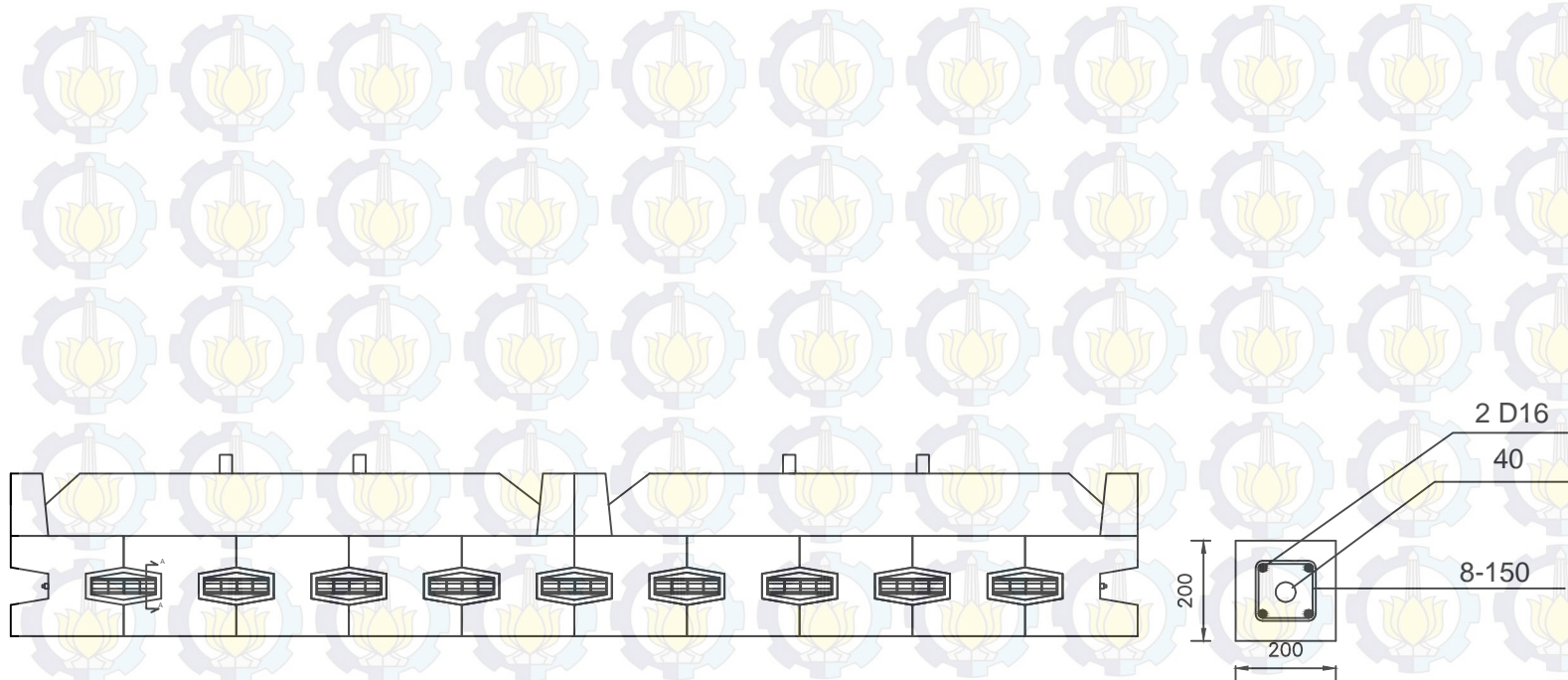
PENULANGAN
DIAFRAGMA

SKALA

1:60

NO. GAMBAR

10



PENULANGAN DIFRAGMA

SKALA 1:60



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

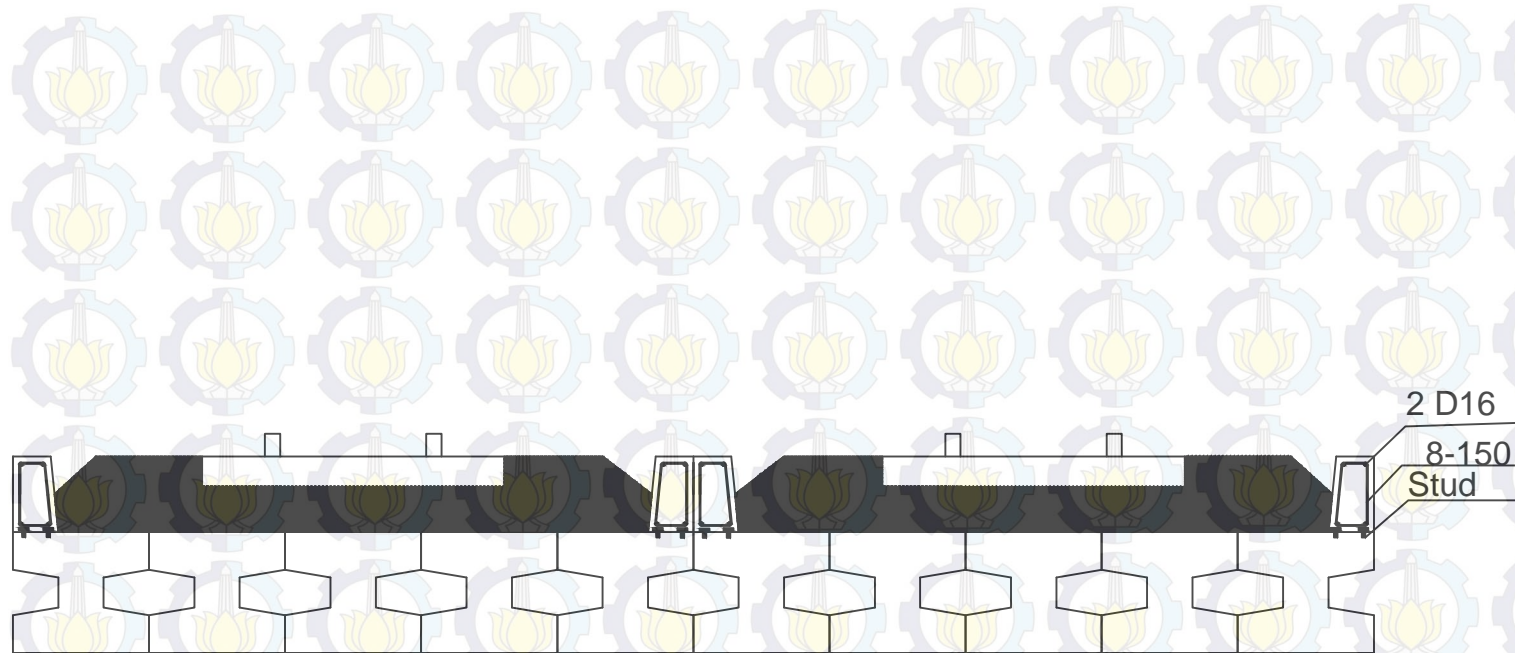
GAMBAR

PENULANGAN
PENAHAN
TEPI

SKALA

1:50

NO. GAMBAR



PENULANGAN PENAHAN TEPI

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSMA E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

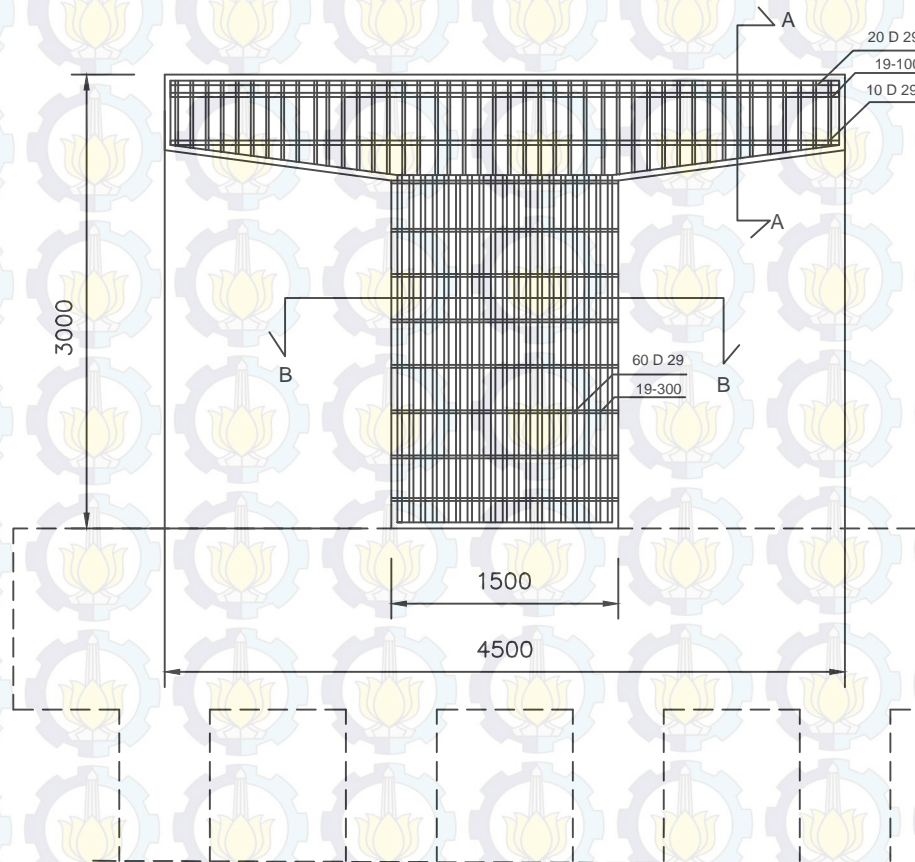
PERENCANAAN
KOLOM

SKALA

1:50

NO. GAMBAR

12



PENULANGAN KOLOM DAN PIER
HEAD

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

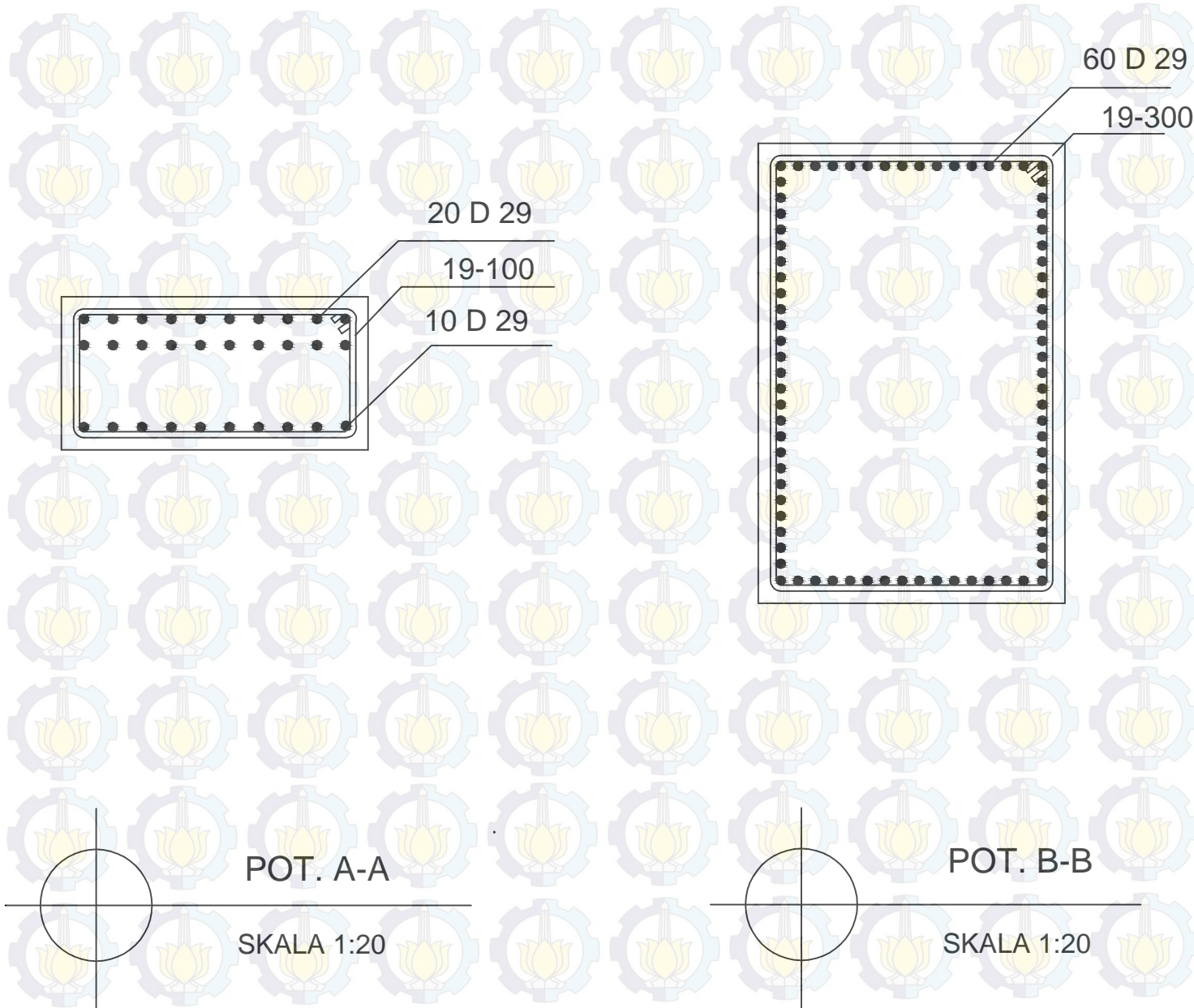
PENULANGAN
KOLOM

SKALA

1:20

NO. GAMBAR

13





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSMA E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

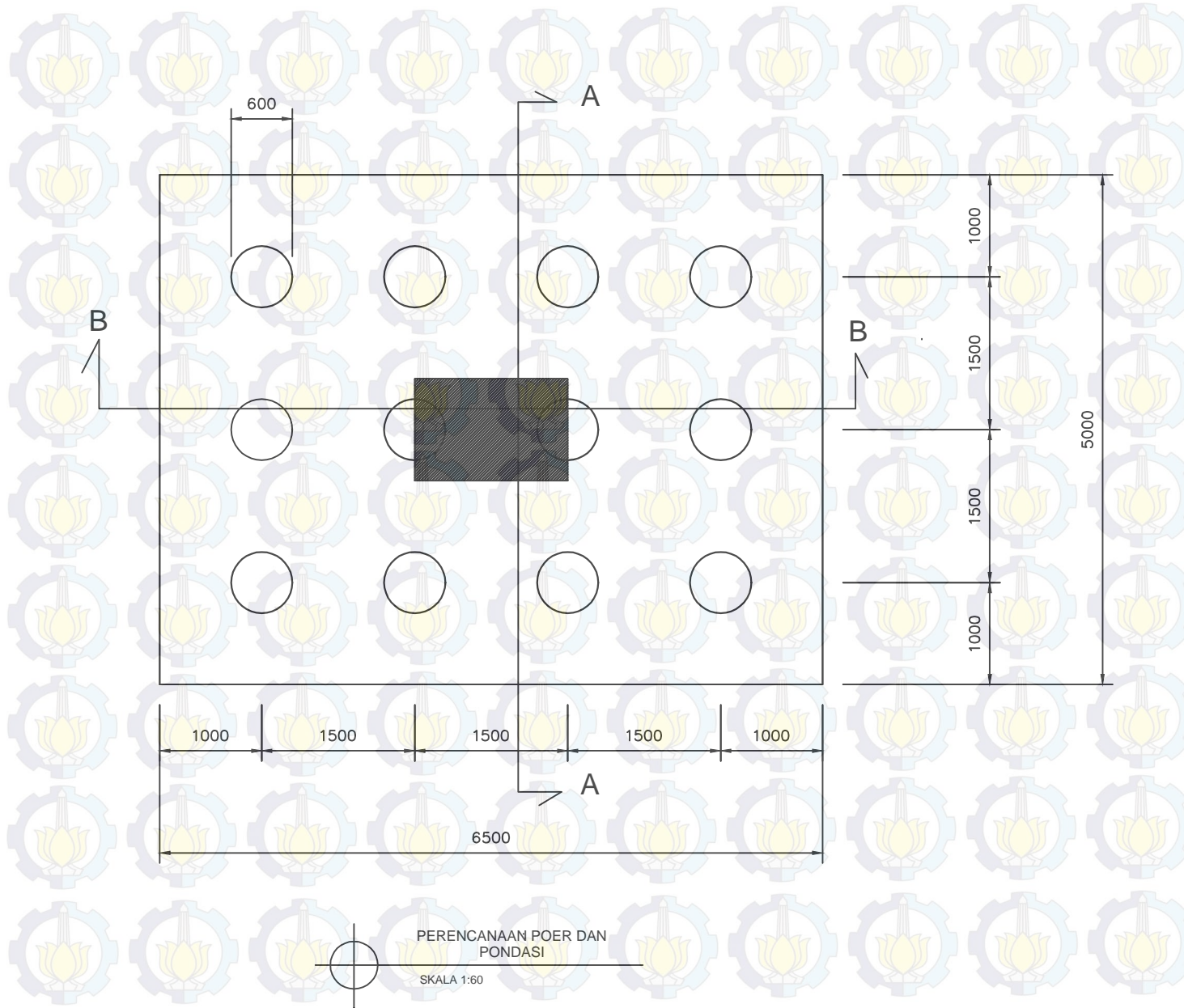
PERENCANAAN
POER DAN PONDASI

SKALA

1:60

NO. GAMBAR

14





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSMA E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

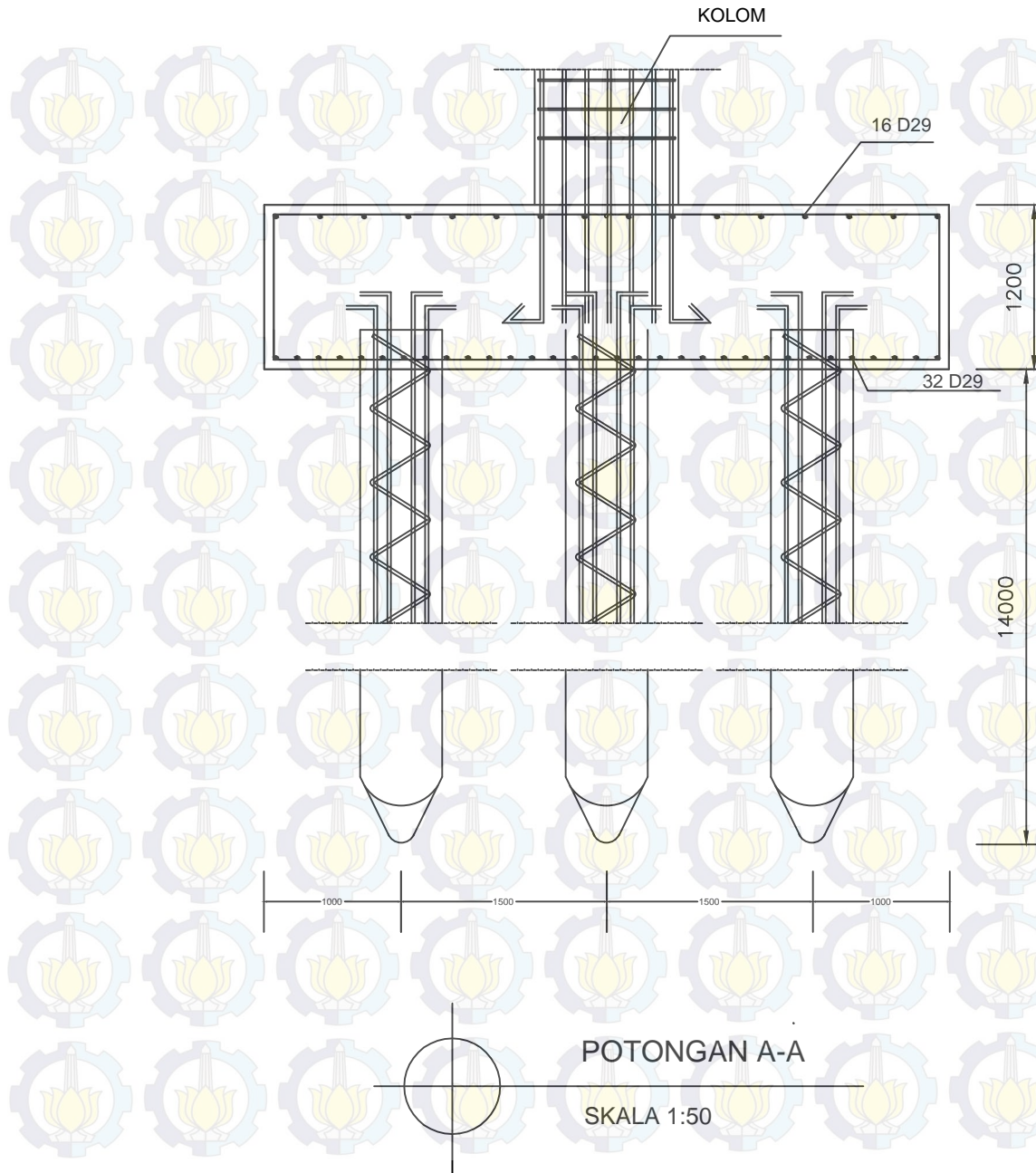
PENULANGAN
POER DAN PONDASI

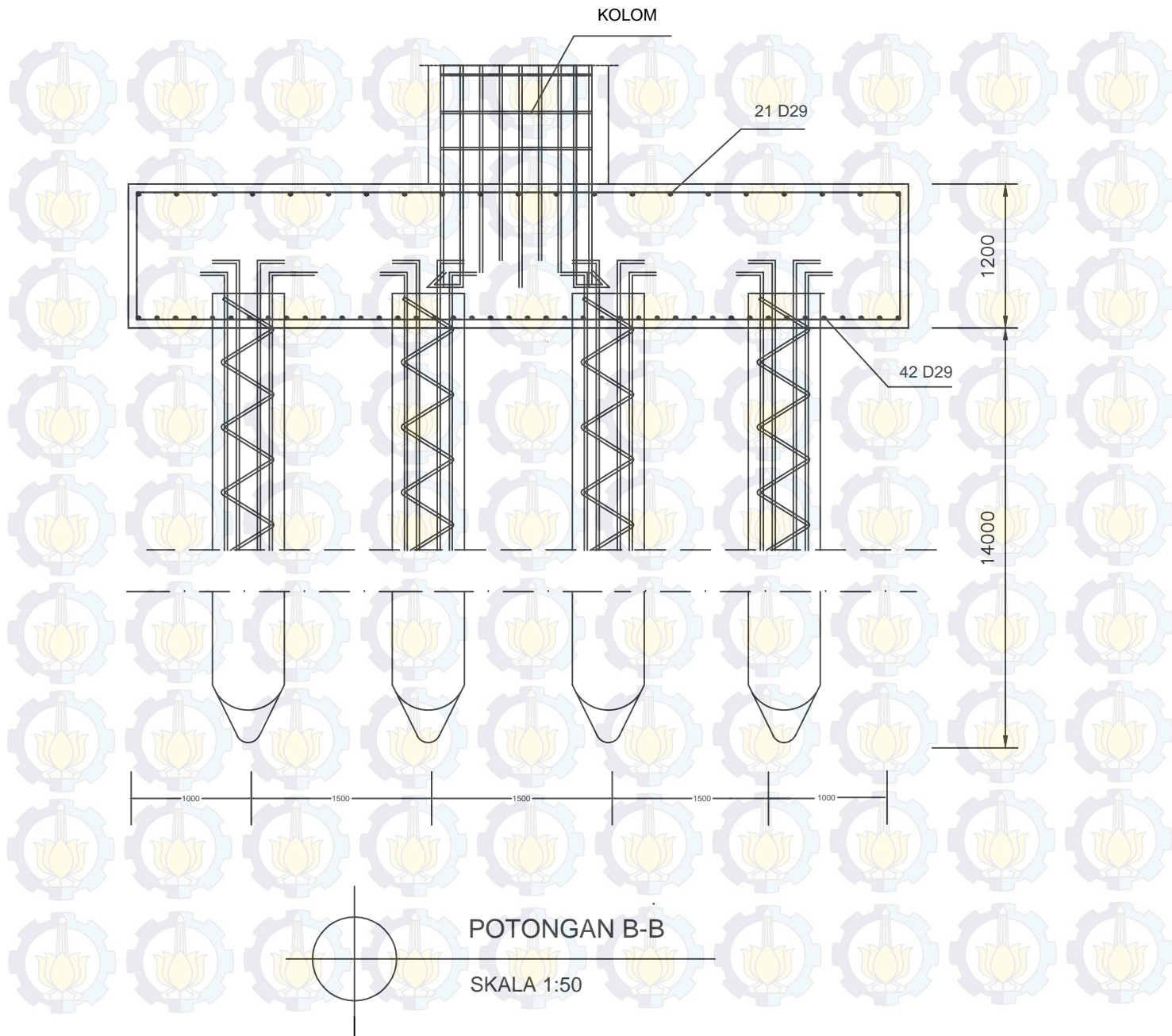
SKALA

1:50

NO. GAMBAR

15





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

ALTERNATIF PERENCANAAN
VIADUK KERETA API
KERTAJAYA DENGAN SISTEM
PELAT BERONGGA PRATEKAN
MENERUS

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. I GUSTI PUTU
RAKA
IR. DJOKO IRAWAN MS.

MAHASISWA

SONIA ROSM A E. BR. S
3110 100 126

GAMBAR

PENULANGAN
POER DAN PONDASI

SKALA

1:50

NO. GAMBAR

16

Data Tanah

Data tanah lokasi terdekat Viaduk Kereta Api Kertajaya

- Bor Dangkal
Dari pengeboran didapatkan lapisan tanah lempung pada kedalaman 0,00 s/d -5,00 m. Muka air tanah (MAT) pada saat pengeboran adalah -1,00 meter dari muka tanah setempat.
- Static Cone Penetrometer (Sondir)
Dari pelaksanaan uji sondir yang dilakukan dapat disimpulkan sebagai berikut :

| Titik | Kedalaman Akhir Penyondiran (m) | Jumlah Hambatan Pelekat (JHP) maksimum (kg/cm) | KETERANGAN |
|-------|---------------------------------|--|--|
| 1 | 22,60 | 250 | <ul style="list-style-type: none">• Nilai konus mencapai rata-rata 1,00 kg/cm² mulai kedalaman - 0,80 m s/d -11,00 m dari muka tanah setempat• Nilai konus rata-rata 1,0 kg/cm² mulai kedalaman 11,0 m dari muka tanah setempat, dan nilai konus mencapai maksimum 250 kg/cm² tercapai pada kedalaman 22,60 m dari muka tanah setempat |



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN JURUSAN TEKNIK SIPIL - FTSP - ITS

Kampus ITS Sukolilo Surabaya 60111, Telp. (031) 5994251-55 psw. 1140, Telp. / Faks: (031) 5928601, e-mail : itslabsoil@telkom.net

GRAFIK SONDIR

PEMB. RSUD Dr. SOETOMO
Bpk. Ir. Bientono Soedjito

TITIK : S-1
LOKASI : Jl. Karang menjangan, SBY
ELEVASI : ± 0,00 (dari muka tanah setempat)

MASTER SONDIR :
TANGGAL : SAMPLUN
12-Jul-02

