



30349 / H/07
WILAYAH PERPUSTAKAAN
ITS
ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

R.S.S
624.2
Rae
H-1
—
2007

FINAL PROJECT - PS 1380

MODIFICATION DESIGN OF BRIDGE STRUCTURE
SUKORAME ON TRENGGALEK REGENCY BY
PRESTRESS CONCRETE INDEFINITE STATIC

RACHMAT INDRA F
NRP 3104 109 632

Supervisor :
Ir. SADJI

PERPUSTAKAAN I T S	
Tgl. Terima	6 - 8 - 2007
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	279388

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty Of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2007

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK DENGAN BETON PRATEKAN
STATIS TAK TENTU**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh

RACHMAT INDRA F
Nrp 3104 109 632

Disetujui Dosen Pembimbing Tugas Akhir



Surabaya
Agustus 2007

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN TRENGGALEK DENGAN BETON PRATEKAN STATIS TAK TENTU

Nama mahasiswa : Rachmat Indra F
NRP : 3104 109 632
Jurusan : Teknik Sipil dan Perencanaan
Dosen pembimbing : Ir. SADJI

Abstrak

Pembangunan Jembatan Sukorame merupakan bagian pelaksanaan pembangunan jalan lintas selatan yang dilakukan oleh Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Daerah Propinsi Tingkat I Jawa Timur. Jembatan Sukorame ini terletak di perbatasan Kabupaten Trenggalek dan Kabupaten Tulungagung. Hal ini dimaksudkan untuk memberikan aksebilitas pemanfaatan potensi secara optimal dalam upaya pengembangan wilayah serta memunjang sektor-sektor lain seperti sumber daya alam dan pariwisata.

Dalam perencanaan jembatan beton pratekan terdapat dua klasifikasi yaitu balok menerus (continuous beam) dan balok sederhana (simple beam). Untuk memenuhi aspek-aspek penting dari suatu perencanaan dipilih alternatif struktur beton pratekan balok menerus (statis tak tentu), dimana elemen-elemen balok beton pratekan (simple beam) dapat dibuat menerus dengan cara menempatkan baja prategang diatas tumpuan yang juga dapat dikenal continuous beam.

Dalam penulisan tugas akhir ini akan dibuat perencanaan struktur atas jembatan dengan menggunakan balok beton pratekan standard AASHTO tipe V dengan bentang 29 meter. Sistem statika pada perencanaan jembatan ini termasuk statis tak tentu, dengan membuat plat lantai kendaraan secara menerus untuk beban hidup lalu lintas, yang komposit dengan balok beton pratekan.

Perencanaan jembatan Sukorame ini mempunyai prosedur perhitungan yang bertahap. Secara garis besar tahapan-tahapan dalam perencanaan yaitu : pencarian data-data, menentukan alternatif dimensi gelagar utama yang dilanjutkan dengan perhitungan kekuatan struktur beserta kontrolnya. Dalam perhitungan perencanaan elemen-elemen jembatan ini tidak lepas dari tuntutan struktural yang harus dipenuhi dengan mengacu pada peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu "Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan" (Bridge Management System 1992). Hasil-hasil yang diperoleh dari perencanaan dan perhitungan diaplikasikan dalam bentuk gambar teknis.

Kata kunci : beton pratekan, balok menerus

MODIFICATION DESIGN OF BRIDGE STRUCTURE ON SUKORAME REGENCY BY PRESTRESS CONCRETE INDEFINITE STATIC

Name	:	Rachmat Indra F
NRP	:	3104 109 632
Departement	:	Civil Engineering and Planning
Counsellor	:	Ir. SADJI

Abstract

Development of Sukorame bridge represent part of south way roads development project execution by On duty Public Work Construct Clan The first Area Mount East Java Province. The Sukoramen bridge located in Trenggalek regency and Tulungagung Regency. This Matter intended to give the accessibility of potency exploiting in an optimal fashion in the effort regional development and also support the other; dissimilar sector like experienced resource and tourism.

In the prestress concrete bridge plan there are two classification; the continuous beam and simple beam. To fulfilling important aspects in the planning selected structure alternative by prestress concrete continuous beam (indefinite static), where elements of prestress concrete beam (simple beam) can be made continuous by placing prestress steel above middle restraints which recognizable also continuous beam.

In this final project writing, will be made the super structure bridge planning by using prestress concrete beam 5th type of AASHTO's standards for 29 metre of span. The bridge planning statics system inclusive in indefinite static, by making continuous slab for vehicles live load which is composite to prestress concrete beam.

This Sukorame bridge planning have the calculation procedure which in phases. Marginally step in the plan that is : data seeking, determining main beam profile dimension alternative continued to calculation of structure strength therewith its control. In calculation of this bridge elements planning is unreleasing of the structural demand which must chockablock relate regulation going into effect in Indonesia that is "Regulation of Bridge Planning Technique" (Bridge Management System 1992). As the result of the planning and calculation applied in technical draws.

Keywords : prestress concrete, continuous beam.

KATA PENGANTAR

Atas berkat rahmat Allah SWT, akhirnya saya dapat menyusun Tugas Akhir yang berjudul “MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN TRENGGALEK DENGAN BETON PRATEKAN STATIS TAK TENTU” dengan baik.yang merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan Kurikulum tahap sarjana pada progam studi Teknik Sipil S1 FTSP ITS.

Terwujudnya Penyusunan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan dari berbagai Pihak. Untuk itu saya mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Ir.Indarasurya B.M, Msc. PhD. Selaku Ketua Jurusan S1 Teknik Sipil FTSP – ITS
2. Ibu Ir. Fifi Sofia selaku Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil Lintas Jalur FTSP- ITS
3. Bapak Ir. SADJI Selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir ini.
4. Ibu Prof. Triwulan, Ir.Dr. Selaku Dosen Wali
5. Bapak dan Ibu Dosen S1 Teknik Sipil FTSP – ITS
6. Bapak dan Ibu dirumah, dan saudara serta teman-teman kami maupun pihak yang telah memberikan bantuan moril dan sprituil kepada saya hingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik

Kami menyadari Sepenuhnya bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan – kekurangan, untuk itu kami mengharapkan saran serta kritik yang membangun demi hasil terbaik dari Laporan Tugas akhir ini

Surabaya, Agustus 2007

Penyusun

DAFTAR ISI

ABSTRAK

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI.....	ii
DAFTAR NOTASI	x
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR TABEL.....	xviii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Maksud dan Tujuan.....	3
1.4 Ruang Lingkup dan Batasan Masalah.....	4
1.5 Sistematika Laporan.....	5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pemilihan Struktur Utama Jembatan.....	9
2.1.1 Aspek Kekuatan Struktur	9
2.1.2 Aspek Ekonomis dari segi biaya ...	10
2.2 Metode Pendekatan dalam Perhitungan Struktur Jembatan.....	11
1.Rencana Tegangan Kerja.....	12
2.Rencana keadaan batas.....	12
2.3 Konsep Dasar Prategang	14
2.4 Tegangan pada Beton Prategang.....	15
2.5 Momen Batas.....	16
2.6 Momen Retak.....	18
2.7 Gaya Membelah.....	19
2.8 Gaya Geser.....	20
2.9 Geser Horisontal.....	22
2.10 Lendutan.....	24
2.11 Penempatan Tendon.....	24

BAB III METODOLOGI PERANCANGAN

3.1 Metode Analisis.....	27
3.2 Skema Penyusunan Laporan Tugas Akhir.....	28
3.3 Metode Penyusunan.....	31
3.3.1 Pengumpulan data.....	31
a.Gambar Konstruksi.....	31
b.Data Spesifikasi Strukur Jembatan	32
c.Data Bahan.....	33
d.Tegangan Ijin bahan.....	34
e.Data Tanah.....	35
3.3.2 Tinjauan Pustaka dan Dasar	35
Perhitungan menurut BMS 1992	35
3.3.3 Analisa Pembebanan Berdasarkan	
BMS 1992.....	37
a. Perencanaan Sandaran.....	37
b. Perencanaan Kerb	37
c. Perencanaan Trotoar.....	37
d. Plat Lantai Kendaraan.....	37
1. Beban Mati.....	38
2. Beban Hidup Truk...	38
e. Perhitungan Diafragma.....	38
f. Pembebanan pada Struktur	
Utama, Bangunan Bawah	
Pondasi	39
1. Beban Mati.....	39
2. Beban Hidup	39
3. Gaya Rem.....	40
4. Beban Pejalan Kaki..	41
5. Beban Angin.....	41
6. Gaya Gempa.....	42
7. Aliran Sungai/Hanyutan	42
8. Gaya Suhu...	43
9. Akibat engaruh Susut dan	
Suhu.....	44

3.3.4	Perhitungan Struktur Utama	44
1.	Penentuan Gaya Prategang...	44
2.	Kehilangan Gaya Prategang..	44
3.	Penentuan Jumlah dan Letak Tendon.....	46
3.3.5.	Kontrol Kekuatan Dimensi Stuktur	46
3.3.6 .	Perencanaan Perletakan.....	48
3.3.7.	Perhitungan Bangunan Bawah....	49
1.	Kepala Jembatan (Abutmen)	49
2.	Pilar (Pier)	52
3.	Pondasi Tiang Pancang.....	53
3.3.8.	Peninjauan Metode Pelaksanaan Dilapangan.....	55
3.3.9.	Penggambaran Hasil Perhitungan	56
3.3.10	Penyusunan Laporan Tugas Akhir	56

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1	Perhitungan Tiang Sandaran, Trotoar dan Kerb.....	57
4.1.1	Perhitungan tiang Sandaran.....	57
4.1.2	Perhitungan Trotoar.....	62
4.1.3	Perhitungan Kerb.....	63
4.2	Perhitungan Plat Lantai Kendaraan.....	65
4.2.1	Perhitungan Pembebanan.....	66
a.	Beban Pada Plat tengah	66
1.	Beban mati merata.....	66
2.	Beban terpusat Truk	67
b.	Beban pada Plat tepi.....	68
1.	Beban mati merata	68
2.	Beban Terpusat.....	69
4.2.2	Penulangan Plat Lantai Kendaraan.....	69
4.2.3	Kontrol Lendutan, Lebar Retak Plat, Geser Pondasi.....	72

4.2.4	Perencanaan Plat Precast Lantai Kendaraan.....	74
a.	Beban yang Bekerja.....	75
b.	Perhitungan Penulangan.....	76
c.	Perhitungan Shear Connector pada Plat Precast.....	77
4.3.	Perhitungan Diafragma	78
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA		
5.1	Preliminari Desain.....	83
5.1.1	Uraian Kondisi Setempat.....	83
5.1.2	Alternatif Disain.....	83
5.2	Perencanaan Gelagar Utama.....	84
5.2.1	Karakteristik Gelagar Utama... ..	84
5.2.2	Perhitungan Penampang Komposit	87
5.2.3	Perhitungan Pembebatan.....	91
5.2.4	Perhitungan Momen.....	94
5.2.5	Perhitungan Gaya Prategang.....	102
5.2.6	Perhitungan Daerah Limit Kabel	106
5.2.7	Menentuan Banyaknya Kabel ...	108
5.2.8	Perencanaan Letak Koordinat Kabel	109
5.2.9	Menentuan garis cgNB baru....	116
5.2.10	Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	118
a.	Elastomeric Shortening... ..	118
b.	Friction and Wobble Effect ..	120
c.	Slip Anchorage.....	124
d.	Creep (rangkak).....	125
e.	Shrinkage.....	127
f.	Relaxation.....	128
5.2.11	Kontrol Tegangan.....	129
a.	Pada Dekat Tengah Bentang D	129
b.	Pada Yumpuan Tengah	132

5.2.12	Kontrol Momen Batas dan Momen Retak.....	134
5.2.13	Kontrol Tegangan Pada Blok Angker.....	138
5.2.14	Perhitungan Lendutan.....	139
5.2.15	Perhitungan Gaya Membelah	141
5.2.16	Penulangan Geser.....	144

BAB VI PERENCANAAN LANDASAN

6.1	Pembebanan	153
1.	Beban Vertikal (V^*).....	153
2.	Beban Horisontal (H^*).....	154
3.	Gerakan Tangensial.....	155
4.	Perputaran Relatif.....	156
6.2	Perhitungan Landasan.....	157
6.2.1	Pada Perletakkan A dan C	157
6.2.2	Kontrol Perletakan pada tumpuan A dan C	158
6.2.3	Pada Perletakkan B	160
6.2.4	Kontrol Perletakkan Pada Tumpuan B.....	161

BAB VII PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

7.1	Perencanaan Abutmen.....	165
7.1.1	Data Teknis.....	165
1.	Kelongsoran Abutment.....	165
2.	Dimensi Abutmen/Pile cap.	166
3.	Data bangunan atas.....	166
4.	Rencana Bangunan bawah..	167
7.1.2	Statika pembebatan.....	167
1.	Beban vertikal Pada Abutmen	167

.....	a. Reaksi Total akibat beban mati.....	167
.....	b. Reaksi Total akibat beban hidup.....	167
.....	c. Reaksi Total maximum beban mati dan beban hidup.....	167
.....	d. Berat Abutmen, tanah dan Plat injak.....	167
.....	2.1 Beban Horisontal pada abutmen	168
.....	a. Akibat tekanan tanah...	168
.....	b. Akibat gaya gesekan ..	169
.....	c. Akibat gaya rem	169
.....	d. Akibat beban statik gempa bumi.....	169
.....	e. Akibat beban angin....	170
.....	f. Akibat pengaruh susut dan suhu.....	171
.....	7.1.3 Kombinasi pembebanan.....	172
.....	7.1.4 Perencanaan Pondasi tiang pancang	175
.....	7.1.4.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang	175
.....	7.1.5 Perhitungan penulangan pada abutment	181
.....	1. Stabilitas Abutment	181
.....	2. Perhitungan Plat Vertikal I ..	182
.....	3. Perhitungan Plat Vertikal II	184
.....	4. Perhitungan Penulangan Kaki abutment	186
.....	7.2 Perencanaan Pilar Jembatan.....	189
.....	7.2.1 Data Teknis	189
.....	1. Dimensi Pilar.....	189
.....	2. Data bangunan atas.....	189
.....	3. Rencana Bangunan bawah.....	189
.....	7.2.2 Statika pembebanan.....	190

1.	Beban vertikal Pada Pilar.....	190
	a. Reaksi Total akibat beban mati.....	190
	b. Reaksi Total akibat beban hidup.....	190
	c. Berat sendiri pilar	190
2.	Beban Horisontal pada Pilar.	191
	a. Akibat gaya gesekan	191
	b. Akibat gaya rem...	191
	c. Akibat beban statik gempa bumi.....	191
	d. Akibat beban angin..... ..	192
	e. Akibat aliran sungai/ Hanyutan	193
	f. Gaya suhu.....	195
	g. Akibat pengaruh susut dan suhu.....	195
7.2.3	Kombinasi pembebatan.....	196
7.2.4	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	199
	1. Perhitungan Beban Tiang Pancang	199
	2. Daya dukung Tiang pancang yang diijinkan	201
7.2.5	Perhitungan Penulangan pada Pilar Jembatan	204
	a. Kepala Pilar	204
	b. Pilar	207
	c. Poer Pilar Jembatan	208



BAB VIII TAHAPAN PELAKSANAAN DILAPANGAN	
8.1.1 Bangunan Bawah	211
8.1.2 Struktur Utama	215
BAB IX PENUTUP	
9.1 Kesimpulan.....	218
9.2 Saran.....	221
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
1.1.1 Gambaran umum tentang pembangunan dan pengembangan desa	2.1
1.1.2 Alasan mengapa pembangunan dan pengembangan desa	2.2
1.1.3 Kegiatan pembangunan dan pengembangan desa	2.3
1.1.4 Pendekatan pembangunan dan pengembangan desa	2.4
1.1.5 Permasalahan pembangunan dan pengembangan desa	2.5
1.1.6 Solusi permasalahan pembangunan dan pengembangan desa	2.6
1.1.7 Pelajaran pembangunan dan pengembangan desa	2.7
1.1.8 Pengembangan desa berkelanjutan	2.8
1.1.9 Pengembangan desa berkelanjutan	2.9
1.1.10 Pengembangan desa berkelanjutan	2.10
1.1.11 Pengembangan desa berkelanjutan	2.11
1.1.12 Pengembangan desa berkelanjutan	2.12
1.1.13 Pengembangan desa berkelanjutan	2.13
1.1.14 Pengembangan desa berkelanjutan	2.14
1.1.15 Pengembangan desa berkelanjutan	2.15
1.1.16 Pengembangan desa berkelanjutan	2.16
1.1.17 Pengembangan desa berkelanjutan	2.17
1.1.18 Pengembangan desa berkelanjutan	2.18
1.1.19 Pengembangan desa berkelanjutan	2.19
1.1.20 Pengembangan desa berkelanjutan	2.20
1.1.21 Pengembangan desa berkelanjutan	2.21
1.1.22 Pengembangan desa berkelanjutan	2.22
1.1.23 Pengembangan desa berkelanjutan	2.23
1.1.24 Pengembangan desa berkelanjutan	2.24
1.1.25 Pengembangan desa berkelanjutan	2.25
1.1.26 Pengembangan desa berkelanjutan	2.26
1.1.27 Pengembangan desa berkelanjutan	2.27
1.1.28 Pengembangan desa berkelanjutan	2.28
1.1.29 Pengembangan desa berkelanjutan	2.29
1.1.30 Pengembangan desa berkelanjutan	2.30
1.1.31 Pengembangan desa berkelanjutan	2.31
1.1.32 Pengembangan desa berkelanjutan	2.32
1.1.33 Pengembangan desa berkelanjutan	2.33
1.1.34 Pengembangan desa berkelanjutan	2.34
1.1.35 Pengembangan desa berkelanjutan	2.35
1.1.36 Pengembangan desa berkelanjutan	2.36
1.1.37 Pengembangan desa berkelanjutan	2.37
1.1.38 Pengembangan desa berkelanjutan	2.38
1.1.39 Pengembangan desa berkelanjutan	2.39
1.1.40 Pengembangan desa berkelanjutan	2.40
1.1.41 Pengembangan desa berkelanjutan	2.41
1.1.42 Pengembangan desa berkelanjutan	2.42
1.1.43 Pengembangan desa berkelanjutan	2.43
1.1.44 Pengembangan desa berkelanjutan	2.44
1.1.45 Pengembangan desa berkelanjutan	2.45
1.1.46 Pengembangan desa berkelanjutan	2.46
1.1.47 Pengembangan desa berkelanjutan	2.47
1.1.48 Pengembangan desa berkelanjutan	2.48
1.1.49 Pengembangan desa berkelanjutan	2.49
1.1.50 Pengembangan desa berkelanjutan	2.50
1.1.51 Pengembangan desa berkelanjutan	2.51
1.1.52 Pengembangan desa berkelanjutan	2.52
1.1.53 Pengembangan desa berkelanjutan	2.53
1.1.54 Pengembangan desa berkelanjutan	2.54
1.1.55 Pengembangan desa berkelanjutan	2.55
1.1.56 Pengembangan desa berkelanjutan	2.56
1.1.57 Pengembangan desa berkelanjutan	2.57
1.1.58 Pengembangan desa berkelanjutan	2.58
1.1.59 Pengembangan desa berkelanjutan	2.59
1.1.60 Pengembangan desa berkelanjutan	2.60
1.1.61 Pengembangan desa berkelanjutan	2.61
1.1.62 Pengembangan desa berkelanjutan	2.62
1.1.63 Pengembangan desa berkelanjutan	2.63
1.1.64 Pengembangan desa berkelanjutan	2.64
1.1.65 Pengembangan desa berkelanjutan	2.65
1.1.66 Pengembangan desa berkelanjutan	2.66
1.1.67 Pengembangan desa berkelanjutan	2.67
1.1.68 Pengembangan desa berkelanjutan	2.68
1.1.69 Pengembangan desa berkelanjutan	2.69
1.1.70 Pengembangan desa berkelanjutan	2.70
1.1.71 Pengembangan desa berkelanjutan	2.71
1.1.72 Pengembangan desa berkelanjutan	2.72
1.1.73 Pengembangan desa berkelanjutan	2.73
1.1.74 Pengembangan desa berkelanjutan	2.74
1.1.75 Pengembangan desa berkelanjutan	2.75
1.1.76 Pengembangan desa berkelanjutan	2.76
1.1.77 Pengembangan desa berkelanjutan	2.77
1.1.78 Pengembangan desa berkelanjutan	2.78
1.1.79 Pengembangan desa berkelanjutan	2.79
1.1.80 Pengembangan desa berkelanjutan	2.80
1.1.81 Pengembangan desa berkelanjutan	2.81
1.1.82 Pengembangan desa berkelanjutan	2.82
1.1.83 Pengembangan desa berkelanjutan	2.83
1.1.84 Pengembangan desa berkelanjutan	2.84
1.1.85 Pengembangan desa berkelanjutan	2.85
1.1.86 Pengembangan desa berkelanjutan	2.86
1.1.87 Pengembangan desa berkelanjutan	2.87
1.1.88 Pengembangan desa berkelanjutan	2.88
1.1.89 Pengembangan desa berkelanjutan	2.89
1.1.90 Pengembangan desa berkelanjutan	2.90
1.1.91 Pengembangan desa berkelanjutan	2.91
1.1.92 Pengembangan desa berkelanjutan	2.92
1.1.93 Pengembangan desa berkelanjutan	2.93
1.1.94 Pengembangan desa berkelanjutan	2.94
1.1.95 Pengembangan desa berkelanjutan	2.95
1.1.96 Pengembangan desa berkelanjutan	2.96
1.1.97 Pengembangan desa berkelanjutan	2.97
1.1.98 Pengembangan desa berkelanjutan	2.98
1.1.99 Pengembangan desa berkelanjutan	2.99
1.1.100 Pengembangan desa berkelanjutan	2.100

DAFTAR NOTASI

a	= Tinggi blok tegangan persegi panjang ekivalen.
A_{cp}	= Luas yang dicakup oleh keliling luar penampang beton.
A_g	= Luas penampang bruto, in^2 .
A_h	= Luas tulangan geser yang sejajar dengan tulangan tarik lentur, in^2 .
A_l	= Luas total tulangan longitudinal yang menahan torsi, in^2 .
A_n	= Luas total si breket atau korbel yang menahan gaya tarik N_{ue} , in^2 .
A_o	= Luas penampang yang dicakup oleh alur gaya geser, in^2 .
A_{oh}	= Luas Bruto yang dicakup oleh garis tengah torsional transversal tertutup terluar, in^2 .
A_{ps}	= Luas tulangan prategang di daerah tarik, in^2 .
A_s	= Luas tulangan tarik non prategang, in^2 .
A'_s	= Luas tulangan tekan, in^2 .
A_{sh}	= Luas penampang total tulangan transversal (termasuk saling silang) dalam jarak s dan tegak lurus dimensi h_o .
A_t	= Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi dalam jarak s , in^2 .
A_{tr}	= Luas penampang total tulangan transversal dalam jarak s dan tegak lurus bidang tulangan yang disambung atau dikembangkan, in^2 .
A_v	= Luas tulangan geser dalam jarak s , atau luas tulangan geser yang tegak lurus tulangan tarik lentur dalam jarak s untuk komponen struktur lentur tinggi, in^2 .
A_{vf}	= Luas tulangan friksi-geser, in^2 .
A_{vh}	= Luas tulangan geser yang sejajar tulangan tarik lentur dalam jarak s , in^2 .
b	= Lebar muka tekan suatu komponen struktur, in.
b_o	= Keliling penampang kritis untuk slab dan pondasi telapak, in.
b_t	= Lebar bagian penampang yang mengandung sengkang tertutup yang menahan torsi.
b_v	= Lebar penampang pada permukaan kontak yang sedang ditinjau untuk geser horisontal .
b_w	= Lebar badan atau diameter penampang lingkaran, in.
c	= Jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral, in.
c_1	= Ukuran kolom, kepala kolom, atau breket persegi panjang atau persegi panjang ekivalen yang diukur dalam arah bentang untuk mana momen ditentukan, in.
c_2	= Ukuran kolom, kepala kolom, atau breket persegi panjang atau persegi panjang ekivalen yang diukur transversal terhadap arah bentang untuk mana momen ditentukan, in.
d	= Jarak dari serat tekan terluar ke pusat berat tulangan tarik, in.
d'	= Jarak dari serat tekan terluar ke pusat berat tulangan tekan, in.

d_b	=	Diameter nominal batang, kawat, atau kabel prategang .
d_c	=	Tebal elimut beton yang diukur dari serat tarik terluar ke pusat tulangan atau kawat yang terdekat dengannya, in.
d_p	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat berat tulangan prategang.
e	=	Eksentrisitas beban sejajar dengan sumbu komponen struktur yang diukur dari pusat berat penampang.
E_c	=	Modulus elastisitas beton, psi.
E_s	=	Modulus elastisitas batang tulangan, psi.
E_{ps}	=	Modulus elastisitas batang prategang.
f'_c	=	Kuat tekan beton yang ditetapkan, psi.
f_{cr}	=	Kuat tekan beton rata-rata yang akan digunakan sebagai dasar untuk penentuan proporsi beton, psi.
f'_{cr}	=	Kuat tekan beton rata-rata yang diperlukan sebagai dasar untuk penentuan proporsi beton, psi.
$\sqrt{f'_c}$	=	Akar dari kuat beton yang ditetapkan, psi.
f'_{ci}	=	Kuat tekan beton pada saat prategang awal, psi.
$\sqrt{f'_{ci}}$	=	Akar dari kuat tekan beton pada saat prategang awal, psi.
f_{ct}	=	Kuat tarik belah rata-rata beton beragregat ringan, psi.
f_d	=	Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar yang bekerja, psi.
f_{pc}	=	Tegangan tekan beton akibat gaya prategang efektif saja (sesudah terjadinya semua kehilangan tegangan) di serat terluar penampang di mana terjadi tegangan tarik akibat beban luar yang bekerja, psi.
f_{ps}	=	Tegangan dibatang prategang pada kondisi kuat nominal.
f_{pu}	=	Kuat tarik tendon prategang yang ditetapkan, psi.
f_{py}	=	Kuat leleh tendon prategang yang ditetapkan, psi.
f_r	=	Modulus raptur beton, psi.
f_t	=	Kuat tarik beton, psi.
f_y	=	Kuat leleh tulangan non prategang yang ditetapkan, psi.
f_{yh}	=	Kuat leleh tulangan transversal yang ditetapkan, psi.
h	=	Tebal total komponen struktur, in.
I	=	Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor, in.
I_b	=	Momen inersia penampang bruto balok terhadap sumbu berat, in.
I_{cr}	=	Momen inersia penampang retak tertransformasi ke beton, in.
I_e	=	Momen inersia efektif untuk perhitungan defleksi, in.
I_g	=	Momen inersia penampang bruto terhadap sumbu berat dengan mengabaikan tulangan, in.
k	=	Faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan.

K_b	= Kekakuan lentur balok; momen per rotasi satuan.
K_c	= Kekakuan lentur kolom; momen per rotasi satuan.
K_{co}	= Kekakuan lentur kolom ekivalen; momen per rotasi satuan.
K_s	= Kekakuan lentur slab; momen per rotasi satuan.
K_t	= Kekakuan torsional komponen struktur torsional; momen per rotasi satuan.
l_{db}	= Panjang penyaluran dasar, in. = Panjang penyaluran kait standar dalam kondisi tarik, diukur dari penampang kritis ke ujung luar kait (panjang penampang lurus di antara penampang kritis dan awal kait [titik singgung] ditambah radius bengkokan dan satu diameter batang), in.
l_{dh}	= $L_{hb} \times$ faktor-faktor modifikasi yang berlaku.
M_a	= Momen maksimum di komponen struktur pada saat defleksi dihitung.
M_c	= Momen terfaktor yang digunakan untuk desain komponen struktur tekan.
M_d	= Momen akibat beban mati.
M_{cr}	= Momen retak.
M_n	= Kuat momen nominal.
M_m	= Momen terfaktor maksimum di penampang akibat beban luar yang bekerja.
M_u	= Momen terfaktor dipenampang.
n	= Rasio modulus elastisitas = E_s/E_c atau E_{ps}/E_c . Beban aksial terfaktor yang tegak lurus penampang yang terjadi secara simultan dengan V_u , diambil positif untuk tekan, negatif untuk ditarik, dan meliputi efek tarik akibat rangkak dan susut.
N_{uc}	= Gaya tarik terfaktor yang bekerja di bagian atas breket atau konsol yang bekerja secara simultan dengan V_u , diambil positif untuk tarik.
P_b	= Kuat beban aksi nominal pada kondisi regangan seimbang.
P_c	= Beban tekuk kritis.
P_n	= Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diketahui.
P_{cp}	= Keliling luar penampang beton A_{cp} , in.
P_h	= Keliling garis pusat tulangan torsional transversal tertutup yang terluar, in.
r	= Radius girasi penampang komponen struktur tekan.
s	= Jarak tulangan geser atau torsi yang diukur dalam arah sejajar tulangan longitudinal.
t	= Tebal dinding penampang berlubang, in.
T_u	= Momen torsional terfaktor di penampang.
V_c	= Kuat geser nominal yang diberikan oleh beton.
V_{ci}	= Kuat geser nominal yang diberikan oleh beton apabila retak diagonal ditimbulkan oleh gabungan geser dan momen.
V_{cw}	= Kuat geser nominal yang diberikan oleh beton apabila retak diagonal ditimbulkan oleh tegangan tarik berlebihan di badan.

V_d	= Gaya geser di penampang akibat beban mati terfaktor.
V_p	= Komponen vertikal gaya prategang efektif di penampang.
V_s	= Kuat geser nominal yang diberikan oleh tulangan geser.
V_u	= Gaya geser terfaktor di penampang.

DAFTAR GAMBAR

Halaman

2.1	Diagram momen batas pada tumpuan.....	17
3.1	Model strukur Jembatan Sukorame	28
3.2	Skema Tahapan penyususn laporan TA.....	30
3.3	Gambar modifikasi jembatan sebagai gambar Rencana	32
3.4	Beban Akibat Truk	38
3.5	Kedudukan beban lajur D	40
4.1	Gaya yang bekerja pada tiang sandaran	57
4.2	Gaya yang bekerja pada pipa sandaran	58
4.3	Penulangan tiang sandaran	61
4.4	Trotoar diantara Tiang sandaran dan Kerb	62
4.5	Kerb (Balok Trotoar)	63
4.6	Penulangan Kerb	64
4.7	Potongan Melintang Jembatan	65
4.8	Ikhtisar momen untuk plat lantai kendaraan	66
4.9	Penulangan lantai kendaraan	72
4.10	Gaya geser ponds (bungkul) pada plat lantai kendaraan	73
4.11	Denah plat lantai	74
4.12	Potongan A – A	75

4.13 Dimensi untuk plat precast lantai kendaraan	75
4.14 Letak gaya angkat plat precast	76
4.15 Penulangan plat precast	77
4.16 Penampang plat lantai kendaraan	77
4.17 Penampang Shear connector	78
4.18 Dimensi Diafrgma	79
4.19 Penulangan Diafrgama	82
5.1 Dimensi Balok AASHTO tipe V	85
5.2 Penampang Ujung balok AASHTO tipe V	86
5.3 Penampang komposit pada lapangan	88
5.4 Penampang komposit pada ujung balok	90
5.5 Beban dan Momen Akibat Berat sendiri balok	95
5.6 Beban dan Momen Akibat Berat Diafragma	95
5.7 Beban dan Momen Akibat Berat sekunder	96
5.8 Beban dan Momen Akibat Beban hidup kombinasi A	97
5.9 Beban dan Momen Akibat Beban hidup kombinasi B	97
5.10 Garis pengaruh pada status tak tentu ditinjau pada titik diafragma	99
5.10 Daerah Limit Kabel	108
5.11 Rencana Kabel 1	110
5.13 Gambar lintasan CGS (eo) rencana tendon 1	111
5.14 Rencana letal kabel 2 dan 3	115

5.15 Rencana garis CnNB baru	116
5.16 Sudut pusat tendon bentang BC	121
5.17 Penentuan pendekatan sudut pusat pada tendon 2 ..	122
5.18 Penentuan pendekatan sudut pusat pada tendon 3 ..	123
5.19 Diagram tegangan pada saat jacking pada tumpuan tengah	130
5.20 Diagram tegangan setelah beban mati bekerja pada tumpuan tengah	131
5.21 Diagram tegangan setelah komposit	132
5.22 Diagram tegangan setelah beban mati bekerja pada tumpuan tengah	133
5.23 Diagram tegangan setelah komposit	134
5.24 Gambar momen batas di daerah tumpuan	135
5.26 Penampang Angker pada balok	138
5.27 Gaya membelah yang terjadi pada ujung angker	143
6.1 Elastomer bearing pad paa perletakkan A	158
6.2 Elastomer bearing pad paa perletakkan B	161
7.1a Abutment Tipe Pile Cap	166
7.1b Potongan memanjang jembatan	166
7.2 Gaya yang terjadi akibat abutment dan tanah	167
7.3 Beban Horizontal akibat beban angin	171
7.4 Susunan Tiang pancang pada abutment	176
7.5 Gaya yang bekerja pada abutment atas pot a-a	182
7.6 Gaya yang bekerja pada abutment atas pot b-b	184

7.7	Penulangan abutment bagian atas	186
7.8	Gambar penulangan abutment	188
7.9	Gambar rencana Pilar	189
7.10	Gaya akibat berat sendiri pada pilar	190
7.11	Gaya akibat gempa	192
7.12	Beban horizontal pada angin	193
7.13	Susunan Tiang Pancang pada Pilar	199
7.14	Beban yang bekerja pada kepala pilar jembatan	204
7.15	Penulangan kepala pilar jembatan	206
7.16	Gaya yang bekerja pada pilar	207
7.17	Penulangan pada Penampang Pilar jembatan tiap 1 meter	208
7.18	Reaksi Tiang pancang sebagai beban pada Poer jembatan	209
8.1	Pemancangan Tiang pacang miring pada abutment	212
8.2	Proses pemancangan pondasi tiang pancang di pilar jembatan	213
8.3	Pemasangan sheet pile setelah pemancangan	214
8.4	Pemasangan bekisting setelah pemasangan tulangan pada pilar	214
8.5	Peluncuran balok ke tumpuan	215
8.6	Proses penurunan balok ke perletakan	216
8.7	Stressing gelagar utama setelah di launching	216

DAFTAR TABEL

Halaman

3.1 Kecepatan Angin Rencana	42
3.2 Koefisien Seret (Cw)	42
3.3 Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS	50
4.1 Intensitas Beban Pejalan Kaki untuk trotoar	63
5.1 Momen maksimum akibat beban gelagar dan beban diafrgma	99
5.2 Momen maksimum akibat beban plat lantai dan lalu lintas	100
5.3 Hasil Rekapitulasi perhitungan momen	101
5.4 Perhitungan daerah limit kabel	106
5.5 Rekapitulasi jumlah strand	109
5.6 Perencanaan lintasan tendon 1	110
5.7 Perhitungan lintasan kabel segmen AD	113
5.8 Perhitungan lintasan kabel segmen DE	114
5.9 Perhitungan lintasan kabel segmen EB	114
5.10 Tata Letak kabel	115
5.11 Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 1	121
5.12 Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 2	122
5.13 Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 1	123
5.14 Hasil Analisa tendon SAP 2000 (<i>Deflection max</i>) ..	139
5.15 Perhitungan gaya membelah	144
5.16 Perhitungan tulangan geser pada beton pratekan	147
7.1a Perhitungan gaya berat terhadap titik o abutment	168
7.1b Perhitungan berat tanah di belakang abutment	168
7.2 Perhitungan tekanan tanah di belakang abutment	169
7.3a Perhitungan gaya gempa	170
7.3b Rekapitulasi gaya – gaya yang bekerja pada abutment	171
7.3c Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS	172

7.4	Kombinasi momen pada abutment terhadap titik B .	173
7.5	Kombinasi gaya vertikal pada abutment	174
7.6	Kombinasi gaya horizontal pada abutment	174
7.7	Harga Pmax dan Pmin berdasarkan beban kombinasi rencana	176
7.8	Perhitungan gaya berat terhadap titik o pada pilar ...	190
7.9	Perhitungan gaya gempa	192
7.10	Rekapitulasi gaya – gaya yang bekerja pada pilar ...	195
7.11	Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS	196
7.12	Kombinasi momen pada Pilar terhadap titik o	197
7.13	Kombinasi gaya vertikal pada pilar	198
7.14	Kombinasi gaya horizontal pada pilar	198
7.15	Harga Pmax dan Pmin berdasarkan beban kombinasi rencana	200
801	202
802	202
803	202
804	202
805	202
806	202
807	202
808	202
809	202
810	202
811	202
812	202
813	202
814	202
815	202
816	202
817	202
818	202
819	202
820	202
821	202
822	202
823	202
824	202
825	202
826	202
827	202
828	202
829	202
830	202
831	202
832	202
833	202
834	202
835	202
836	202
837	202
838	202
839	202
840	202
841	202
842	202
843	202
844	202
845	202
846	202
847	202
848	202
849	202
850	202
851	202
852	202
853	202
854	202
855	202
856	202
857	202
858	202
859	202
860	202
861	202
862	202
863	202
864	202
865	202
866	202
867	202
868	202
869	202
870	202
871	202
872	202
873	202
874	202
875	202
876	202
877	202
878	202
879	202
880	202
881	202
882	202
883	202
884	202
885	202
886	202
887	202
888	202
889	202
890	202
891	202
892	202
893	202
894	202
895	202
896	202
897	202
898	202
899	202
900	202
901	202
902	202
903	202
904	202
905	202
906	202
907	202
908	202
909	202
910	202
911	202
912	202
913	202
914	202
915	202
916	202
917	202
918	202
919	202
920	202
921	202
922	202
923	202
924	202
925	202
926	202
927	202
928	202
929	202
930	202
931	202
932	202
933	202
934	202
935	202
936	202
937	202
938	202
939	202
940	202
941	202
942	202
943	202
944	202
945	202
946	202
947	202
948	202
949	202
950	202
951	202
952	202
953	202
954	202
955	202
956	202
957	202
958	202
959	202
960	202
961	202
962	202
963	202
964	202
965	202
966	202
967	202
968	202
969	202
970	202
971	202
972	202
973	202
974	202
975	202
976	202
977	202
978	202
979	202
980	202
981	202
982	202
983	202
984	202
985	202
986	202
987	202
988	202
989	202
990	202
991	202
992	202
993	202
994	202
995	202
996	202
997	202
998	202
999	202
1000	202
1001	202
1002	202
1003	202
1004	202
1005	202
1006	202
1007	202
1008	202
1009	202
1010	202
1011	202
1012	202
1013	202
1014	202
1015	202
1016	202
1017	202
1018	202
1019	202
1020	202
1021	202
1022	202
1023	202
1024	202
1025	202
1026	202
1027	202
1028	202
1029	202
1030	202
1031	202
1032	202
1033	202
1034	202
1035	202
1036	202
1037	202
1038	202
1039	202
1040	202
1041	202
1042	202
1043	202
1044	202
1045	202
1046	202
1047	202
1048	202
1049	202
1050	202
1051	202
1052	202
1053	202
1054	202
1055	202
1056	202
1057	202
1058	202
1059	202
1060	202
1061	202
1062	202
1063	202
1064	202
1065	202
1066	202
1067	202
1068	202
1069	202
1070	202
1071	202
1072	202
1073	202
1074	202
1075	202
1076	202
1077	202
1078	202
1079	202
1080	202
1081	202
1082	202
1083	202
1084	202
1085	202
1086	202
1087	202
1088	202
1089	202
1090	202
1091	202
1092	202
1093	202
1094	202
1095	202
1096	202
1097	202
1098	202
1099	202
1100	202
1101	202
1102	202
1103	202
1104	202
1105	202
1106	202
1107	202
1108	202
1109	202
1110	202
1111	202
1112	202
1113	202
1114	202
1115	202
1116	202
1117	202
1118	202
1119	202
1120	202
1121	202
1122	202
1123	202
1124	202
1125	202
1126	202
1127	202
1128	202
1129	202
1130	202
1131	202
1132	202
1133	202
1134	202
1135	202
1136	202
1137	202
1138	202
1139	202
1140	202
1141	202
1142	202
1143	202
1144	202
1145	202
1146	202
1147	202
1148	202
1149	202
1150	202
1151	202
1152	202
1153	202
1154	202
1155	202
1156	202
1157	202
1158	202
1159	202
1160	202
1161	202
1162	202
1163	202
1164	202
1165	202
1166	202
1167	202
1168	202
1169	202
1170	202
1171	202
1172	202
1173	202
1174	202
1175	202
1176	202
1177	202
1178	202
1179	202
1180	202
1181	202
1182	202
1183	202
1184	202
1185	202
1186	202
1187	202
1188	202
1189	202
1190	202
1191	202
1192	202
1193	202
1194	202
1195	202
1196	202
1197	202
1198	202
1199	202
1200	202
1201	202
1202	202
1203	202
1204	202
1205	202
1206	202
1207	202
1208	202
1209	202
1210	202
1211	202
1212	202
1213	202
1214	202
1215	202
1216	202
1217	202
1218	202
1219	202
1220	202
1221	202
1222	202
1223	202
1224	202
1225	202
1226	202
1227	202
1228	202
1229	202
1230	202
1231		

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Jalan dan Jembatan adalah prasarana trasportasi yang sangat penting. Mobilitas penduduk, barang dan transportasi jasa sangat tergantung dengan adanya jalan dan jembatan yang cukup layak. Bila terjadi gangguan / kerusakan pada prasarana tersebut akan menimbulkan dampak sosial dan ekonomi yang sangat berarti. Kelayakan teknis prasarana transportasi khususnya jembatan bisa dilihat dari ukuran / kapasitas (panjang dan lebar), kekuatan / daya dukung konstruksinya, alinyemen, keamanan, dan kenyamanan bagi pengguna jalan, berikut kondisi

Jembatan Sukorame yang terletak di desa Sukorame, Kecamatan Gandusari, Kabupaten Trenggalek, saat ini kondisinya sudah tidak memenuhi syarat teknis baik ukuran/kapasitas, kekuatan /daya dukung konstruksinya, alinyemen, keamanan dan kenyamanannya. Kondisi tersebut disebabkan karena jembatan Sukorame yang berfungsi ganda sebagai talang untuk saluran induk irigasi , hanya mempunyai lebar 4,5 m, dengan konstruksi beton bertulang yang sudah banyak rusak/pecah dan tua, kurang layak kapasitas dan ukurannya, berikut alinyemen horizontal sudah tidak nyaman seiring dengan naiknya volume lalu lintas yang lewat berikut jenis dan tonase kendaraan yang makin besar dan berat.

Sudah saatnya Jembatan Sukorame untuk diganti konstruksi dan kapasitasnya, sehingga tidak akan akan menimbulkan resiko gangguan kelancaran lalu lintas akibat peningkatan volume lalu lintas. Mengingat bila masih mempertahankan jembatan yang ada maka akan menimbulkan resiko keselamatan bila terjadi kegagalan konstruksi yang dipaksakan penggunaannya.

Agar tetap memberikan pelayanan yang memadai maka dilakukan Peningkatan Kelas Jalan Jembatan dari kondisi Existing Kelas B menjadi Kelas A. Bentang Jembatan Semula 44 meter menjadi 58 meter (2×29 meter) dengan satu Pilar ditengah. Pelebaran Jembatan yang mengikuti pelebaran jalan dari Kondisi Existing 4,5 m menjadi 9 meter dengan lebar perkerasan 7 meter dan trotoar 2×1 meter. Bangunan atas direncanakan menggunakan kontruksi beton pratekan. Bangunan bawah direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dengan kepala jembatan tipe Cap, dan kontruksi pilar tipe dinding.

Mahalnya Biaya Kontruksi Beton Pratekan Memungkinkan Terjadinya Suatu Perencanaan yang tidak terlaksana, sehingga akan menjadi suatu hal yang sia-sia jika hasil perencanaan tersebut hanya menjadi sebuah laporan tanpa pelaksanaan dilapangan. Dalam Tugas Akhir yang berjudul "**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN TRENGGALEK DENGAN BETON PRATEKAN STATIS TAK TENTU**" saya bermaksud untuk merencanakan kembali dengan struktur yang sama *beton pratekan* dengan analisa yang berbeda yaitu dengan Statis tak tentu dalam rangka mempelajari dan memahami perencanaan struktur beton pratekan dengan mendapatkan dimensi Profil yang lebih ekonomis. Dalam perencanaan ini Analisa Momen dan Lendutan Struktur jembatan Pratekan Statis Tak tentu, akan menggunakan SAP 2000 dimana balok yang terletak diatas 3 Tumpuan diasumsikan sebagai Sendi -Rol – Rol. Pada pelaksanaan dilapangan Balok Pratekan dilaksanakan dengan Cor Insitu. Sehingga akan terjadi aksi komposit Karena terdapat Perbedaan Mutu beton Antara Plat Lantai presast dan cor ditempat.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Dengan melihat uraian latar belakang di atas, maka dalam penulisan Proposal Tugas Akhir disini terdapat permasalahan antara lain :

1. Bagaimana merencanakan *Pre Elimenary Design*
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan atas dari jembatan beton pratekan dengan bentang menerus Statis tak tentu (*Continuous beam*) baik pembebanan maupun analisa struktur ?
3. Bagaimana merencanakan bentuk gelagar yang ada dilapangan sesuai dengan perhitungan ?
4. Bagaimana merencanakan perletakan dan bangunan bawah yang sesuai dengan persyaratan dalam Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan ?

1.3 MAKSUD DAN TUJUAN

Dengan meninjau latar belakang pembangunan jembatan tersebut, Dalam TA ini akan didesain kembali bangunan atas Jembatan Sukorame Trenggalek dengan Sistem Beton Pratekan balok menerus perletakan statis tak tentu untuk mendapatkan dimensi balok yang lebih ekonomis, serta menerapkan kegiatan perencanaan dan perhitungan jembatan beton pratekan dengan sesuai Peraturan Jembatan yaitu BMS.

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir yang berjudul **“MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN TRENGGALEK DENGAN BETON PRATEKAN STATIS TAK TENTU”** adalah sebagai berikut :

1. Menentukan *Pre Elimenary Design*

2. Merencanakan struktur bangunan atas jembatan Beton Pratekan statis tak tentu (bentang menerus) baik pembebanan maupun analisa struktur ?
3. Mendapatkan desain penampang dan penempatan tendon yang efektif agar memenuhi tegangan yang diijinkan.
4. Merencanakan struktur bawah dari jembatan.
5. Menuangkan desain struktur dalam bentuk Gambar Kerja sesuai hasil perhitungan.

1.4 RUANG LINGKUP DAN BATASAN MASALAH

Keterbatasan waktu yang ada dan banyaknya materi yang perlu dibahas dalam penyusunan tugas akhir ini, maka perlu adanya batasan masalah. Batasan masalah dalam perencanaan Tugas Akhir ini antara lain :

1. Perencanaan struktur primer dan sekunder bangunan atas jembatan.
2. Perencanaan struktur bangunan bawah jembatan dan pondasi.
3. Perencanaan sistem perletakan jembatan
4. *Sistem Post Tensioning* adalah sistem Pasca tarik dengan kabel Pratekan *Uncoated Seven – wire strand*
5. Analisa Struktur menggunakan Program Bantu SAP 2000
6. Spesifikasi struktur sesuai dengan metodologi.
7. Tidak Merencanakan bangunan pelengkap jembatan
8. Meninjau metode pelaksanaan secara umum
9. Tidak merencanakan perkerasan dan desain jalan terdekat
10. Tidak menghitung biaya kontruksi jembatan
11. Perumusan yang dipakai sesuai literatur

1.5 SISTEMATIKA LAPORAN

Laporan Proyek akhir ini disusun dalam 9 (Sembilan) Bab pokok bahasan , dengan sistematika penulisan sebagai berikut :

1. Bab I pendahuluan
Bab Pendahuluan terdiri atas Pengertian umum dari jembatan, latar belakang Proyek Jembatan Sukorame dan latar belakang pemilihan judul Tugas akhir. Kemudian Rumusan masalah dalam perencanaan Jembatan serta maksud dan tujuan dari Penulisan tugas akhir. pada bab ini juga dijelaskan tentang ruang lingkup dan batasan masalah serta Sistematika Penulisan laporan
2. Bab II Tinjauan Pustaka
Merupakan Teori dasar dan filosofi perencanaan yang mengambil dari perumusan, pendapat dan Teori dari beberapa buku, Peraturan atau literature yang sudah ada. Bab Tinjauan Pustaka terdiri atas Pemilihan struktur Jembatan, metode pendekatan dalam perencanaan Prinsip utama Beton Beton prategang. Tegangan pada beton prategang, Momen batas, Momen retak, gaya geser pada beton pratekan, gaya geser memanjang, gaya dibelakang angker dan lendutan.
3. Bab III Metodologi Perancangan
Menceritakan tentang langkah langkah penyusunan (metodologi) Laporan dan system analisa dan konsep dari pembebanan jembatan. Bab III terdiri atas metode analisis, skema penyusunan laporan tugas akhir. Metode penyusunan mulai dari pengumpulan data. Dasar/peraturan utama dari perencanaan, Konsep



Beban yang bekerja pada bangunan atas, beban yang dipikul struktur utama dan beban yang diterima oleh bangunan bawah serta pondasi.

4. Bab IV Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder terdiri atas perhitungan Tiang sandaran, trotoar, Kerb, plat lantai kendaraan terdiri atas plat cor insitu dan plat precast dan perhitungan gelagar diafragma.

5. Bab V Perencanaan Struktur utama

Perencanaan struktur utama terdiri dari subbab Preliminari desain, dan Perencanaan gelagar utama. Perencanaan gelagar utama terdiri dari Karakteristik gelagar utama (AASHTO), Perhitungan Pembebanan, perhitungan Momen, perhitungan gaya prategang (F), perencanaan lintasan kabel, perhitungan daerah limit kabel dan letak kordinat kabel, perhitungan gaya pratekan, control terhadap momen retak dan momen batas, control tegangan pada blok angker, perhitungan lendutan, perhitungan gaya membelah, perhitungan tulangan geser, dan shear connector.

6. Bab VI Perencanaan Perletakan

Perencanaan Perletakan terdiri atas 3 sub bab pokok yaitu penentuan beban dan gerakan terburuk, pemilihan perletakan dan Kontrol perletakan terhadap dengan perumusan yang sudah ada.

7. Bab VII Perencanaan Bangunan Bawah.

Perencanaan Bangunan bawah terdiri atas Perencanaan abutmen dan pilar jembatan. Perencanaan abutmen meliputi data teknis, statika pembebanan, perencanaan pondasi dan penulangan abutmen. Perencanaan Pilar jembatan

terdiri atas Dimensi pilar, statika pembebanan, perencanaan pondasi pilar dan penulangan pilar jembatan.

8. Bab VIII Tahapan Pelaksanaan Dilapangan
Menceritakan pelaksanaan bangunan bawah dan pondasi, serta pekerjaan struktur utama secara garis besar.
9. Bab IX Penutup
Bab penutup terdiri atas Kesimpulan dan saran.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 PEMILIHAN STRUKTUR UTAMA JEMBATAN

Pemilihan struktur jembatan perlu memperhatikan beberapa aspek yang sangat diperlukan dalam merencanakan suatu jembatan. Aspek tersebut antara lain: aspek kekuatan struktur, aspek ekonomis dan aspek kondisi setempat.

2.11 . *Aspek Kekuatan struktur*

Dalam sebuah bukunya Antonie E. Naaman **Prestressed Concrete Analysis and Design** Tahun 1998, menyebutkan beberapa keuntungan dari pada jembatan sistem beton pratekan, antara lain :

- Pemeliharaan yang minimal (*minimum maintenance*)
- Mempunyai ketahanan yang tinggi (*increased durability*)

Kontinuitas pada konstruksi beton prategang (statis tak tentu) menurut **Krishna Raju** dalam buku **Beton Prategang** tahun 1998 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

Selain itu Struktur beton Prategang menurut Ir. Winarni Hadipratomo dalam sebuah bukunya **Struktur Beton Prategang (Teori dan Prinsip Desain)** memiliki keuntungan antara lain :

- Penampang struktur lebih kecil/langsing, dibandingkan beton biasa sebab seluruh luas penampang dipakai secara efektif.
(Pada beton prategang seluruh penampang aktif menerima beban, sedangkan beton bertulang biasa hanya penampang yang tidak retak).
- jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dari pada jumlah berat besi beton biasa.
- Dapat terbentuk lawan lendutan sebelum beban rencana bekerja, sehingga lendutan akhirnya lebih kecil dari jumlah dibandingkan beton bertulang.
- Ketahanan geser balok dan ketahanan terhadap gaya puntirnya bertambah.
- Akibat kemiringan tendon didekat perletakan, ketahanan terhadap beban lebih baik dan prategangan akan mengurangi tarikan diagonal. Jadi sengkang yang dipakai akan berkurang

2.1.2 . Aspek Ekonomis dari segi biaya

Pemakaian Alternatif Balok lain seperti Beton Konvensional (beton bertulang) untuk bentang besar tidak efektif jika digunakan untuk bentang Lebih dari 25 Meter karena akan Menghasilkan tinggi balok yang cukup besar dan sudah tidak fungsional, menurut **Bridge Desain Manual , Bridge Management System tahun 1992 hal 3-24 s/d 3-26.** tinggi gelagar beton konvensional jika diestimasikan dimbil dari $h = 1/12 L - 1/15 L$ dan Lebar balok diambil $b = 1/2-2/3 h$, sementara tinggi Gelagar beton pratekan $h = 1/15L-1/16.5L$ (untuk bentang sederhana) dari estimasi tersebut dapat diketahui bahwa

beton konvensional akan memiliki tinggi dan lebar balok yang lebih besar dibandingkan beton prategang.

Menurut **Ir. Winarni Hadipratomo** dalam sebuah bukunya **Struktur Beton Prategang (Teori dan Prinsip Desain)** bila ditinjau dari segi ekonomis ada beberapa hal yang perlu diperhatikan :

- a. Jumlah adukan beton (volume beton) yang diperlukan lebih sedikit.
- b. Karena Baja dan beton yang digunakan mutu tinggi , maka peningkatan mutu beton dua kali ($2x$) lipat hanya akan menghemat biaya 30 % .
- c. Beton prategang hampir tidak memerlukan pemeliharaan, lebih tahan lama karena tidak ada retak-retak.
- d. Dapat mempunyai bentang yang lebih besar dan tinggi penampang kontruksi berkurang.
- e. Akan tetapi pada beton pratekan biaya awalnya tidak sebanding dengan pengurangan beratnya. Harga baja dan beton mutu tinggi lebih mahal. Juga bekisting dan penegangan baja perlu tambahan biaya.

2.2 METODE PENDEKATAN DALAM PERHITUNGAN STRUKTUR JEMBATAN.

Dalam Perhitungan Struktur Jembatan dikenal dua metode pendekatan yaitu metode pendekatan Rencana Kedaan batas (ULS = Ultimate Limit State) dan Rencana tegangan Kerja, berdasarkan Peraturan pada Buku Pedoman Bridge Management System tahun 1992. hal ini dijelaskan Sesuai dengan *pasal 7.14 Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (PPTJ), Bridge Management System (BMS)* hal 7-2, Bahwa dalam

perencanaan struktur jembatan boleh menggunakan cara perencanaan keadaan batas (ULS = ultimate limit state) atau cara perencanaan tegangan kerja (WSD = Working Stress Design). Dalam **Buku Brigdge Desain Manual Volume 1, BMS 1992 hal 2-3** pengertian metode perencanaan tersebut sebagai berikut.:

1. Rencana Tegangan Kerja

Rencana Tegangan kerja adalah pendekatan elastis yang digunakan untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai dengan tegangan ijin sebesar kurang lebih setengah dari kekuatan struktur aktual pada beban kerja.

Tegangan Kerja \leq Tegangan Ijin, atau

$$\text{Tegangan Kerja} \leq \frac{\text{Tegangan Ultimate}}{SF}$$

Dalam Rencana tegangan kerja faktor kemanan hanya digunakan pada bahan saja. Sehingga kurang efisiensi dalam mencapai tingkat keamanan yang konsisten.

2. Rencana Kedaan Batas

Rencana Keadaan batas adalah istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Dalam Rencana Kedaan batas faktor kemanan terbagi rata antara beban dan bahan.

Faktor beban \times Beban Nominal \leq Kapasitas Nominal \times Faktor reduksi kekuatan

$K^R \times \text{Beban Nominal} \leq K^u \times \text{Kapasitas nominal}$
atau $S^* \leq R^*$

Rencana Keadaan batas terdiri atas Keadaan batas Ultimate atau runtuh dan kedaan batas daya layan.

Sekarang umumnya diketahui bahwa Rencana keadaan batas adalah pendekatan yang lebih rasional dibandingkan pendekatan Rencana Tegangan kerja. Oleh karena perencanaan yang dihasilkan lebih ekonomis dan akan menghasilkan jembatan dengan kemampuan kapasitas yang merata. Dalam perencanaan tugas akhir ini akan lebih banyak digunakan metode Keadaan batas. Karena merupakan pendekatan yang lebih baik dibandingkan tegangan kerja.

Pada **SK-SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum (DPU.)** djelaskan pula bahwa sejak dikeluarkannya Peraturan SKSNI 1991 metode yang dipakai adalah metode kekuatan batas (ultimate) sebagai cara yang utama, sedangkan metode elastik (tegangan kerja) atau yang berdasar konsep tegangan ijin hanya dipakai sebagai metode alternatif.

Namun menurut **T.Y Lyn, Burns Ned H, desain Struktur Beton Prategang jilid I** Perencanaan dengan desain dengan kekuatan batas saja tidak menjamin terhadap tegangan yang berlebihan pada beban kerja sementara itu metode elastic (tegangan kerja) saja tidak menghasilkan struktur yang aman terhadap pembebanan berlebih,. sehingga metode apapun yang dipakai metode yang lain harus harus dipakai untuk pemeriksaan kembali. Untuk itu dalam Perencanaan struktur utama digunakan Rencana tegangan kerja dan Rencana Keadaan batas dalam mengontrol Kekuatan Tegangan akibat Momen Lentur., sedangkan untuk Kontrol kekuatan yang lain seperti kekuatan geser, gaya membelah, kehilangan gaya prategang akan direncanakan sesuai prinsip dalam Buku **T.Y Lyn, Burns Ned H, desain Struktur Beton Prategang**

dan PPTJ, BMS 1992. Perencanaan tiang sandaran, Lendutan pada Gelagar utama serta perencaan pondasi menurut peraturan BMS harus direncanakan dengan kekuatan daya layan (tanpa faktor beban).

2.3 KONSEP DASAR PRATEGANG

Beton Prategang (Prestressed Concrete) Merupakan struktur komposit antara dua bahan , ialah beton dan baja dengan mutu tinggi. Baja yang dipakai disebut tendon yang dikelompokkan dan membentuk kabel . seperti sudah diketahui, beton tidak dapat menahan tarik, tetapi dapat menerima tekanan yang besar. sedangkan tegangan tarik yang besar. Selalu terjadi pada struktur yang mempunyai bentang besar, atau beban yang berat. Dengan pertimbangan itulah, maka didaerah yang diperkirakan akan timbul tegangan tarik., dipasang tendon yang diberi tegangan awal. Tegangan yang dimaksudkan disini adalah tegangan tarik Ir. Winarni Hadipratomo, **Buku Struktur Beton Prategang (Teori dan Prinsip Desain hal 6)** .

Kabel baja mutu tinggi (tendon) ditempatkan dalam selubung (duct) yang kemudian dijangkar kedua ujungnya, setalah ditegangkan. Penegangan tersebut untuk mendapatkan gaya prategang yang cukup untuk menahan beban rencana, maka besarnya tendon harus sesuai untuk menahan beban batas didaerah tarik. Dalam beton prategang juga dapat ditempatkan tulangan biasa sebagai tulangan memanjang dan melintang.

Dalam cara Penegangan terdapat dua prinsip yang berbeda :

1. Pre tensioned Prestressed Concrete,

Kontruksi dimana tendon ditegangkan dengan pertolongan alat pembantu sebelum beton dicor atau sebelum beton mengeras dan gaya prategang dipertahankan sampai beton cukup keras.

2. Post tensioned Prestressed Concrete.

Kontruksi dimana setelah betonnya cukup keras, barulah bajanya yang tidak melekat pada beton diberi tegangan..

Dalam perencanannya Tugas Akhir ini digunakan cara penegangan kedua yaitu Post Tensioned.

2.4 TEGANGAN PADA BETON PRATEGANG

Beton Prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan terdistribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentut tegangan yang terjadi akibat beban external (**T.Y.lyn,Burns, Ned H, Desain Struktur Prategang, Jilid I**).

Berdasarkan konsep Sistem Prategang untuk mengubah beton menjadi bahan elastis, tidak ada tegangan tarik pada beton sehingga beton tidak mengalami retak dan beton bukan bahan yang getas lagi. Tapi berubah menjadi bahan elastis. Beton divisualisasi sebagai benda yang mengalami dua Pembebasan, gaya internal prategang dan beban external, dengan tegangan tarik akibat gaya external dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang.

Akibat gaya *Prategang* F , menimbulkan tegangan tekan merata pada penampang luas A sebesar :

Adanya momen ekternal M pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok, maka tegangan pada setiap titik sepanjang penampang :

$$f = \frac{My}{I}, \quad y \text{ adalah jarak dari sumbu yang}$$

melalui titik berat dan I adalah momen Inertia.

Akibat gaya prategang Eksentris, beton dibebani oleh momen dan beban langsung, maka tegangan akibat momen adalah :

$$f = \frac{Fey}{I}$$

maka distribusi tegangan yang dihasilkan adalah :

$$f = \frac{F}{A} + \frac{Fey}{I} + \frac{My}{I}$$

2.5 MOMEN BATAS

Struktur disyaratkan memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar, sehingga perlu ditentukan kekuatan batasnya (ultimate strength). Kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang masih dapat dipikul oleh struktur sebelum mengalami keruntuhan total.

Kekuatan yang disyaratkan dari beban berfaktor tidak boleh lebih dari kekuatan rencananya. Kekuatan rencana desain komponen struktur adalah faktor reduksi ϕ dikalikan estimasi terbaik dari komponen kekuatan struktur (kekuatan nominal).

$$M_u \leq \phi M_n$$

dimana :

M_n = Momen penahan batas (momen nominal)

ϕ = faktor reduksi = 0,8

M_u = Momen akibat beban berfaktor
 $= 1,3 M_D + 2 M_L$

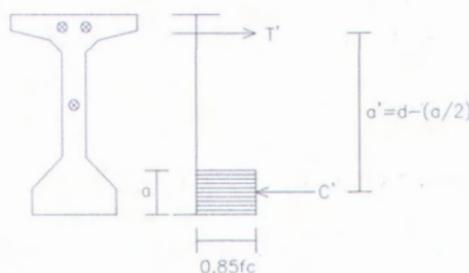
dimana :

M_D = momen akibat beban mati

M_L = momen akibat beban hidup

1,3 = Faktor beban Untuk Beton cor ditempat

2 = Faktor beban untuk Beban hidup



Gambar 2.1 Diagram Momen batas pada tumpuan

Perhitungan momen penahan batas dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut :

$$C' = T'$$

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

$$C' = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot b \cdot a$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_{c'} \cdot b}$$

$$M_n = T' \cdot a'$$

$$= A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot (d - a/2)$$

dimana :

T' = gaya tarik batas pada baja

C' = gaya tekan batas pada beton

a' = lengan momen antara T' dan C'

Nilai untuk tegangan baja (fps) pada kapasitas momen batas balok adalah :

$$\text{fps} = \text{fpu} \left(1 - 0,5 \cdot \rho_p \cdot \frac{\text{fpu}}{\text{fc}'} \right)$$

dimana :

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

fpu = kekuatan batas baja prategang

Aps = luas baja prategang

2.6 MOMEN RETAK

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok beton prategang dan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya.

Momen perlawanan yang diberikan oleh gaya prategang F adalah :

$$M_1 = F(e + kt)$$

Penambahan momen yang ditahan oleh beton sampai modulus keruntuhan adalah :

$$M_2 = fr \cdot W_b$$

Sehingga momen total saat retak diberikan oleh :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ &= F(e + kt) + fr \cdot W_b \end{aligned}$$

dimana :

M_{cr} = momen retak

f_r = modulus keruntuhan $0,7\sqrt{f_c'}$

2.7 GAYA MEMBELAH

Setelah Gaya Prategang dilakukan akan timbul tegangan tekan pada suatu penampang beton, beton akan menerima tegangan tekan yang sangat besar dibelakang dibagian ujung tempat pemasangan jangkar (end blok), namun pada segmen tertentu di daerah jangkar terjadi tegangan tarik, dan daerah ini disebut dengan bursting Zone yang dapat membelah beton pada daerah ujung dan gaya tersebut disebut Gaya membelah, gaya membelah terjadi pada blok ujung pratekan, dimana pada seluruh panjang balok ujung gaya pratekan yang ada dialihkan dari luas yang kurang lebih terpusat dan didistribusikan melalui seluruh penampang beton.

Di dalam perhitungan tulangan digunakan grafik *iyengarah* dengan langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Hitung $\frac{a}{d}$
2. Hitung tegangan rata-rata beton

$$\sigma_{bn} = \sigma_0 = \frac{F}{Ac}$$

3. Pakai grafik *iyengarah*

Dengan $\frac{a}{d}$ diperoleh $\frac{\sigma_b}{\sigma_{bn}}$ tertinggi (koefisien

iyengarah misal 'k'

Maka $k \times \sigma_0 = \sigma_{ymax}$

sehingga diperlukan tulangan atau tidak tergantung peryaratan berikut

Jika $\sigma_{y\max} \leq \sigma_t = 0,25\sqrt{fc'}$ tidak diperlukan tulangan membelah

Jika $\sigma_{y\max} > \sigma_t = 0,25\sqrt{fc'}$ diperlukan tulangan membelah

4. Hitung besar Z dengan pendekatan

$$Z = \frac{2}{3} \cdot d_3 \cdot (\sigma_b \cdot \sigma_t) \cdot b$$

5. Kebutuhan tulangan :

$$A = \frac{Z}{\sigma_{au}}$$

Jika dalam perhitungan ternyata tidak dibutuhkan tulangan membelah (Bursting Force) maka direncanakan sesuai dalam Buku Beton Struktur Prategang, Ir. Winarni Hadipratomo hal 180, dimana Y. GUYON dari prancis memberikan petunjuk diameter tulangan dari fungsi Gaya prategang sbb :

ø6 untuk $F = 250 \text{ KN} = 25 \text{ Ton}$

ø6 untuk $F = 400 \text{ KN} = 40 \text{ Ton}$

ø8 untuk $F = 600 \text{ KN} = 60 \text{ Ton}$

ø10 untuk $F = 1500 \text{ KN} = 150 \text{ Ton}$

2.8 GAYA GESER

Menurut T.Y. Lyn dalam bukunya Desain Struktur Beton Prategang dalam desain kekuatan geser prosedurnya adalah analisis untuk menentukan kekuatan geser beton (V_c) yang dibandingkan terhadap tegangan

geser batas pada penampang. Ada dua jenis kehancuran akibat geseran yang penting, yaitu :

1. Retak dari badan akibat tarikan utama yang tinggi (V_{cw})
2. Retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran (V_{ci}).

Karena kekuatan geser mungkin ditentukan oleh kedua jenis mekanisme diatas, maka keduanya harus ditinjau. Yang satu menghasilkan kekuatan geser yang lebih kecil pada penampang. Sengkang akan dirancang untuk perbedaan ($V_n - V_c$), dimana V_c adalah nilai yang lebih kecil antara V_{cw} dan V_{ci} .

Persamaan yang digunakan dalam perhitungan tulangan geser sebagai berikut :

a. Gaya Geser Retak Badan

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

dimana :

V_p = Gaya geser akibat tekanan tendon

f'_{pc} = Tegangan akibat gaya pratekan

$$= \frac{F}{A_c}$$

F = Gaya prategang efektif

b. Gaya Geser Retak Lentur Geser Miring

$$V_{ci} = (\sqrt{f'_c} / 20) \cdot b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

dimana:

V_d = gaya geser akibat berat sendiri

V_i = gaya geser akibat beban hidup

M_{cr} = momen retak

$$= \frac{I}{yt} \cdot (0,5 \sqrt{fc'} + fpe - fd)$$

fpe = tegangan pada beton tepat pada saat akan terjadi tarik

$$= F \times \frac{e + kt}{Wb}$$

fd = tegangan yang diakibatkan oleh momen berat sendiri

$$= \frac{M_G}{Wb}$$

Sedangkan persamaan untuk desain sengkang dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$Vs = Vn - Vc = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$S = \frac{Av fy d}{Vs}$$

dimana :

S = jarak sengkang

Vn = gaya geser eksternal batas desain pada penampang akibat beban berfaktor

Vc = gaya geser pada keadaan batas yang dipikul oleh beton pada flens tertekan

(nilai terkecil antara Vcw dan Vci)

Av = luas tiap sengkang

d = tinggi efektif penampang

2.9. GESEN HORIZONTAL (INTERFACE SHEAR)

Keberhasilan dari aksi komposit antara elemen precast dengan dengan elemen cor insitu tergantung pada

perlawanann geser permukaan antara elemen precast dengan beton cor insitu. Apabila kemampuan geser horisontal kurang dari gaya horisontal yang bekerja, maka elemen cor insitu akan bergeser dan seolah-olah ada dua elemen yang digunakan (tidak terjadi aksi komposit).

Tegangan geser horisontal pada elemen komposit yang diakibatkan oleh lentur tergantung pada besar gaya geser vertikal yang bekerja dirumuskan sebagai berikut :

$$v = \frac{\Delta V Q}{I b}$$

dimana :

v = gaya geser horisontal

ΔV = gaya geser yang bekerja pada penampang komposit

Q = momen statis dari luas penampang bagian yang dicor ditempat terhadap sumbu yang melalui titik berat penampang komposit

I = momen inersia penampang komposit

b = lebar bidang kontak

$$s = \frac{\phi A_v f_y N}{b v}$$

S = jarak shear connector

A_v = luas penampang tulangan connector

F_y = tegangan leleh Connector

N = jumlah sher connector

Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (PPTJ) , Bridge Management System (BMS) pasal 7.6.8.3 ayat 7-10: hal 7-99 Memberikan Persyaratan dalam perencanaan Shear connector (penghubung geser) sebagai berikut :

Jarak memanjang antara penghubung geser tidak boleh lebih besar dari

- a. 600 mm
- b. $2 \times ts$ (tebal plat) = $2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$
- c. $4 \times \text{tinggi Connector rencana} = 4 \times 100 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$

2.10. LENDUTAN

Kenyataannya pada balok beton prategang terjadi pula lawan lendutan atau lendutan keatas (Camber) yang dapat mengurangi lendutan sebenarnya pada saat beban bekerja. Namun pada saat beban mulai bekerja akan terjadi pengaruh rangkak yang bersifat cenderung menambah besar lendutan. Selama 45 hari Pengaruh Rangkak terjadi sekitar 40 % dan hal ini sama halnya mereduksi harga modulus elastis sebesar 1,8 ($E_c' = E_c/1,8$) dan dalam pembebanan yang lama dan tetap Pengaruh rangkak dapat terjadi sampai 100 %. Dalam buku peraturan PPTJ BMS lendutan ini disebut lendutan jangka panjang. **L.D. martin** memberikan angka pengali (C_c) dalam memperhitungkan lendutan akibat rangkak yan dapat dilihat pada pada Tabel 8-2 TY LIN-H burns hal 267

2.11 PENEMPATAN TENDON

Setelah gaya prategang dihitung , berapakah jumlah dan ukuran tendon yang akan dipakai , Menurut Pendapat **Ir. Winarni Hadipratomo Buku Struktur beton prategang (teori dan prinsip desain) hal 171** ‘Tidak ada metode yang tepat untuk memilih ukuran tendon karena’ :

- Bila diambil terlalu sedikit tendon, maka kontruksi gaya-gaya pada ujung balok akan sangat besar, ini akan mengakibatkan harus diadakannya penulangan yang sangat besar pada end blok untuk menahan gaya-gaya setempat. Juga kebebasan untuk memilih profil kabel dan defleksinya menjadi berkurang., dan bila ada tendon yang rusak tendon rusak, akan terjadi pengurangan gaya prategang keseluruhan yang cukup besar.
- Bila diambil terlalu banyak tendon, maka jumlah angker pada ujung balok akan sangat banyak. Dan pengadaan ruang antara pengecoran beton juga sulit.

akum. Dalam istilah teknis, halaman ini disebut sebagai halaman yang kosong. Halaman kosong ini biasanya merupakan halaman pertama dalam sebuah buku atau jurnal ilmiah. Halaman kosong ini biasanya berfungsi untuk memberikan informasi tambahan mengenai isi buku atau jurnal ilmiah tersebut. Misalnya, halaman kosong ini dapat berisi penjelasan mengenai tujuan penelitian, metode penelitian, dan hasil penelitian. Halaman kosong ini juga dapat berisi referensi atau sumber-sumber yang digunakan dalam penelitian. Halaman kosong ini biasanya diberi judul "Halaman ini sengaja dikosongkan".

(Bina Ilmu)

BAB III

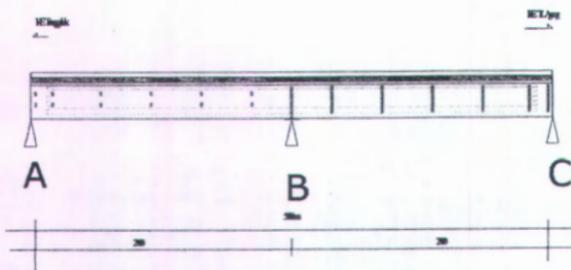
METODOLOGI PERANCANGAN

3.1 METODE ANALISIS

Secara umum filosofi Perancangan Struktur Jembatan Sukorame Kabupaten Trenggalek menggunakan analisa Struktur Statis tak tentu dimana lebih mengutamakan pendekatan Rencana keadaan batas dengan pembebahan berdasarkan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (PPTJ), Bridge Management System (BMS) bagian 2 tahun 1992.

Perencanaan balok Pratekan memakai metode Kekuatan batas dan metode Tegangan Kerja (Elastik). Metode Kekuatan batas didasarkan pada kekuatan Penampang dalam memikul beban, sedangkan metode elastic didasarkan pada tegangan tarik, retak, rangkak dan lendutan. Karena dengan metode elastic saja tidak menghasilkan struktur yang aman terhadap pembebahan berlebih, sementara itu desain dengan kekuatan batas saja tidak menjamin terhadap tegangan yang berlebihan pada beban kerja, sehingga metode apapun yang dipakai metode yang lain harus harus dipakai untuk pemeriksaan kembali. Dengan menggunakan dua metode tersebut diharapkan struktur aman terhadap pembebahan berlebih. (overload) yang dapat menyebabkan keruntuhan dan juga aman terhadap penegangan berlebihan (overstressing) yang dapat menyebabkan retak dan rangkak dan pengaruh kelelahan.

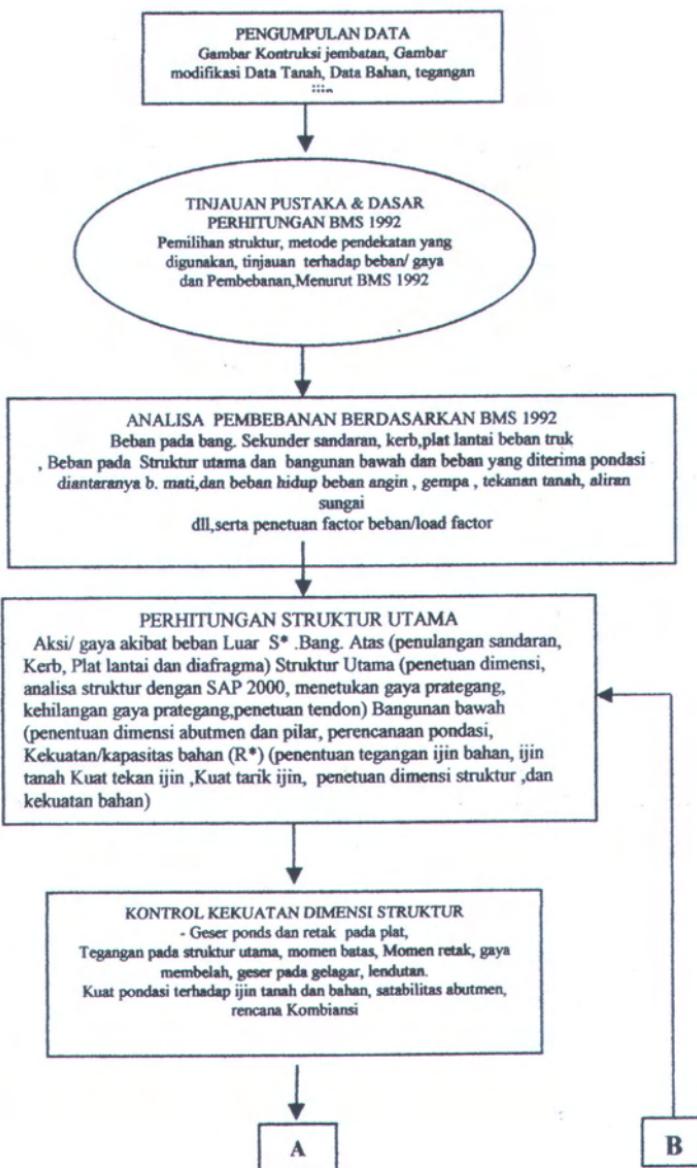
Analisa Momen dan lendutan Struktur Jembatan Pratekan statis taktentu ini menggunakan bantuan Program SAP 2000. Perencanaan jembatan dengan menggunakan balok menerus dimana balok terletak diatas 3 tumpuan yang diasumsikan sebagai sendi -rol-rol.

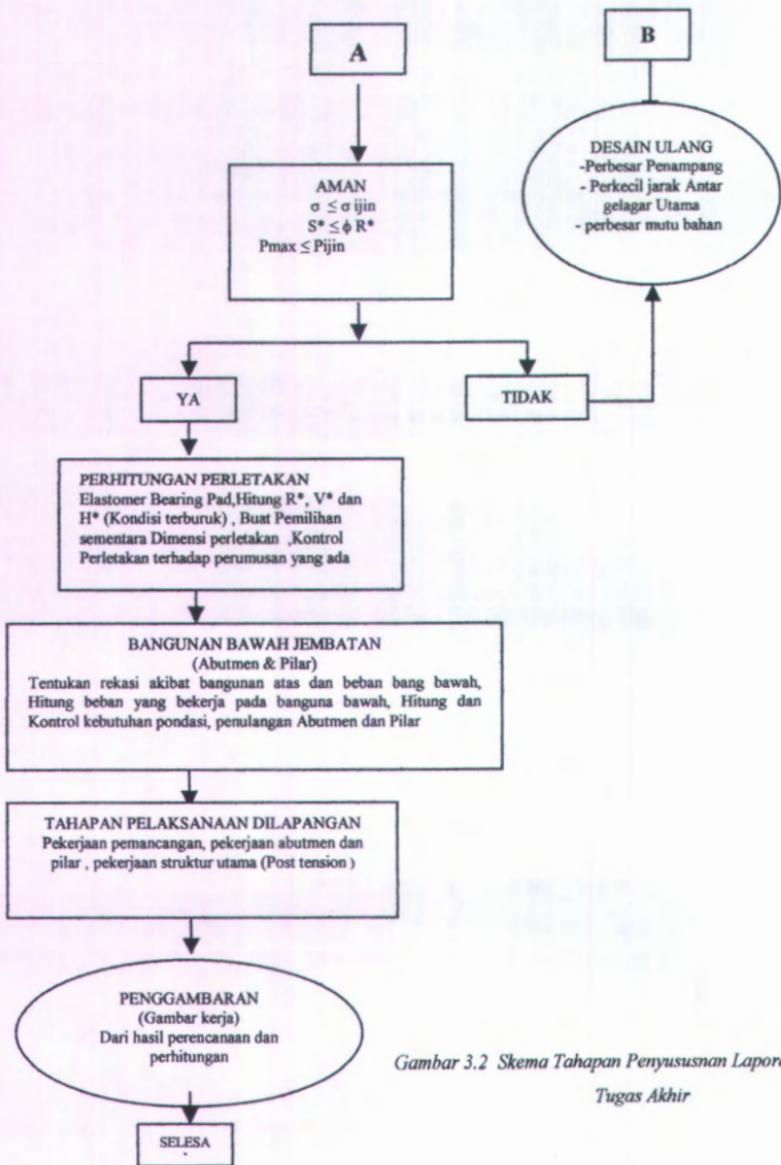


Gambar 3.1 Model Struktur Jembatan Sukorame

3.2 SKEMA PENYUSUNAN LAPORAN TUGAS AKHIR

Metodologi Perancangan Dalam penulisan Tugas akhir akan diberikan dalam Gambar 3.2 berikut ini.:





Gambar 3.2 Skema Tahapan Penyusunan Laporan
Tugas Akhir

3.3 METODE PENYUSUNAN

Secara Umum Langkah langkah Perencanaan Struktur bangunan Jembatan Sukorame Kab. Trenggalek pada Skema 3.2 diuraikan sebagai berikut :

3.3.1 PENGUMPULAN DATA

Data Yang diperlukan dalam Perencanaan Jembatan ini antara lain :

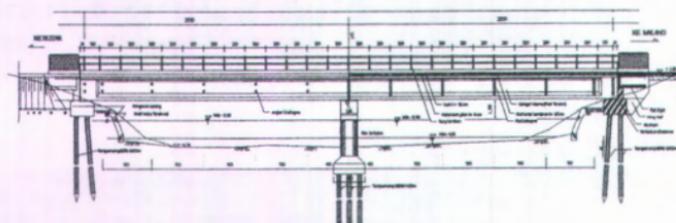
A. GAMBAR KONTRUKSI JEMBATAN

1. Gambar existing Jembatan

Berupa gambar Proyek Jembatan yang terdiri dari Pot. Memanjang, Pot. Melintang, Lay out Jembatan . Gambar kontruksi ini adalah gambar Existing jembatan yang dikerjakan oleh Tim Ahli dari Perenecana/Konsultan yang telah disetujui oleh Pemilik Proyek . gambar kontruksi ini berupa gambar jembatan dengan struktur statis tak tentu dimana panjang bentang adalah 29 m x 2 .dengan lebar jembatan 9 meter.

2. Gambar modifikasi Jembatan

Berupa Gambar Preliminary Desain yang akan dijadikan Sebagai acuan dalam membuat Gambar Rencana Kontruksi Jembatan atau berupa Gambar Hasil Modifikasi dari gambar Existing Kontruksi jembatan. Gambar modifikasi jembatan dapat dilihat pada gambar 3.3



Gambar 3.3 Gambar Modifikasi Jembatan sebagai gambar rencana

B. DATA SPESIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN

Data-data yang digunakan sebagai acuan perancangan adalah sebagai berikut :

1. Data-data asli :

1. Nama Jembatan = Jembatan Sukorame kabupaten Trenggalek
2. Jenis Jembatan = Jembatan Precast 4 tumpuan (Satis tertentu)
3. Lokasi Jembatan = Desa Sukorame Kecamatan Gandusari Kabupaten Trenggalek
4. Panjang Jembatan = 43,4 meter
5. Lebar Jembatan = 7 meter

2. Data-data Modifikasi :

1. Jenis jembatan = Jembatan Pratekan 3 tumpuan/menerus (Satis Tak tentu)
2. Panjang Jembatan = 58 meter (29 + 29)
3. Lebar Jembatan = 9 meter (7 meter + 2 x 1 meter trotoar)

C. DATA BAHAN

1. Sandaran

- Tiang Sandaran : Beton bertulang dengan Pipa sandaran
- Mutu bahan : - beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
- baja tulangan $f_y = 320 \text{ Mpa}$
- Pipa Galvanis iron $\varnothing 48,6 \text{ mm}$
 $f_y = 240 \text{ Mpa}$

2. Trotoar & Kerb

- Mutu bahan : - beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
- baja tulangan $f_y = 320 \text{ Mpa}$

3. Plat lantai kendaraan

Terdiri dari :

- *Perkerasan Jalan Aspal*
- Plat lantai beton pracetak dan cor ditempat sebagai overtopping dengan mutu bahan $f_c = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 320 \text{ Mpa}$

4. Gelagar Utama

Mutu bahan

- *beton f_c'* = 45 Mpa
- *Tulangan baja* = 400 Mpa
- *Kabel Pratekan* = Uncoated Sven-wire Stress-relieved Strand grade 270, $\varnothing 0.6''$ Kuat tarik Ultmate (UTS) = 1860 Mpa

5. Diafragma

Mutu bahan

- *Beton f_c'* = 30 Mpa
- *Baja tulangan f_y* = 320 Mpa

6. Perl letakan

- *Bahan : Karet (elastomer Bearing Pad)*

7. Abutment dan pilar

Mutu bahan

- beton f'_c = 30 Mpa
- Tulangan baja = 300 Mpa

D. TEGANGAN IJIN BAHAN

1. Beton

Beton Pratekan (f'_c) = 45 Mpa

Pada saat transfer (tegangan beton sesaat sesudah pemindahan gaya pratekan)

➤ Untuk tekan :

$$f_{ct} = 0.6 f'_{ci} = 0.6 \times 42.75 = 25.65 \text{ MPa}$$

➤ Untuk tarik :

$$f_{ct} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 0.25 \sqrt{45} = 1.68 \text{ Mpa}$$

Pada saat service Load (tegangan beton pada tingkat beban kerja, setelah memperhitungkan semua kehilangan pratekan yang mungkin terjadi), sehingga serat terluar :

➤ Untuk tekan :

$$f_{ct} = 0.45 f'_{ci} = 0.45 \times 45 = 20.25 \text{ Mpa}$$

➤ Untuk tarik :

$$f_{ct} = 0.5 \sqrt{f'_{ci}} = 0.5 \sqrt{45} = 3.354 \text{ Mpa}$$

➤ Modulus Elastisitas (E) :

$$E = 4700 \sqrt{f'_{ci}} = 4700 \sqrt{45} = 31528.558 \text{ MPa}$$

➤ Tegangan Retak (fr) :

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_{ci}} = 0.7 \sqrt{45} = 4.696 \text{ Mpa}$$

2. Baja Pratekan

Tegangan tarik pada tendon pratekan adalah sebagai berikut :

- Baja Prategang Grade 270 (f_{pu}) = 1860 MPa
- Modulus Elastisitas Es = 200.000 MPa
- Tegangan putus kabel fpu = 1860 MPa
- Tegangan leleh kabel fpy =
 $0.9 \times 1860 = 1674 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik ijin kabel (jacking) =
 $0.80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik ijin kabel (setelah pengangkuran) =
 $0.7 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$

E. DATA TANAH

Data tanah berupa *Sondir* dan *Boring* Sebagai data dalam Perencanaan Bangunan bawah dan Pondasi. Dilakukan pengambilan sample tanah di beberapa titik.

3.3.2 TINJAUAN PUSTAKA DAN DASAR PERHITUNGAN MENURUT BMS 1992

Tinjauan pustaka telah dijelaskan dan dijabarkan pada Bab II dimana pada bab II lebih menekankan tentang penjelasan dari struktur prategang Mulai pemilihan struktur, keuntungan dan kelebihan prategang dan beberapa hal yang perlu ditekankan dalam perencanaan jembatan dengan balok pratekan seperti momen batas , momen retak, gaya membelah dan lendutan. Pada bab II juga dijelaskan tentang metode pendekatan yang dijadikan acuan dasar dalam perencanaan tugas akhir ini yaitu metode tegangan kerja dan keadaan batas.

Pada Subbab ini menekankan Peraturan yang digunakan dalam perhitungan dan Analisa pembebanan Jembatan yaitu Berdasarkan **Peraturan Perencanaan**

Teknik Jembatan, Bridge Management Sistem (BMS), tahun 1992, Dalam pembebanannya terdapat faktor beban (load factor), yang digunakan dalam memperbesar pengaruh beban, kecuali ditinjau dengan metode tegangan kerja maka beban tetap dalam keadaan daya layan, metode pendekatan Rencana keadaan batas terdiri atas keadaan ultimate dan keadaan daya layan, kelebihan kedua metode tersebut dijelaskan sebagai berikut :

a. *Keadaan batas ultimate*

Aksi-aksi yang menyebabkan jembatan menjadi tidak aman disebut aksi-aksi ultimate dan reaksi yang diberikan oleh jembatan disebut keadaan batas ultimate. Aksi-aksi tersebut antara lain :

- Kehilangan keseimbangan statis karena sebagian atau seluruh jembatan longsor, terguling atau terangkat ke atas.
- Kerusakan sebagian jembatan akibat kelelahan, korosi atau sampai suatu keadaan dimana terjadi kehancuran.
- Kehancuran bahan pondasi menyebabkan pergerakan yang berlebih atau kehancuran bagi pembangunan jembatan.

b. *Keadaan batas daya layan*

Filosofi kriteria desain perencanaan tegangan kerja adalah serupa dengan keadaan batas kelayanan. Keadaan batas daya layan akan tercapai apabila reaksi jembatan cukup :

- Membuat jembatan tidak layak pakai.
- Menyebabkan kekhawatiran umum terhadap keamanan jembatan.
- Secara menyolok mengurangi kekuatan dan umur pelayanan jembatan

3.3.3 ANALISA PEMBEBANAN BERDASARKAN BMS 1992

A. PERENCANAAN SANDARAN

Perencanaan sandaran ini diperhitungkan berdasarkan literature PPTJ, BMS, Pasal 2.9.5 hal 2-69, bahwa sandaran untuk pejalan kaki direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$, dimana beban bekerja secara bersamaan dengan arah menyilang dan secara arah vertical pada masing-masing sandaran. Tidak ada factor ultimate untuk sandaran.

B. PERENCANAAN KERB

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan (PPTJ hal 2-67 pasal 2.9.1 BMS).

C. PERENCANAAN TROTOAR

Beban hidup pada trotoir diperhitungkan sebesar 5 kPa (PPTJ hal 2-32,BMS). Factor beban adalah 2. Dalam Perencanaan trotoir digunakan beton tanpa tulangan (Bo) sehingga tidak direncanakan tulangannya. Sementara Beban pejalan kaki langsung direncanakan dalam pelat lantai dibawah trotoar

D. PLAT LANTAI KENDARAAN

Plat lantai kendaraan direncanakan dengan menggunakan 2 macam plat , yaitu *plat precast* dan *plat cast insitu*, yang bekerja secara komposit. Plat precast lantai kendaraan direncanakan untuk mengurangi pemakaian perancah pada saat pelaksanaan kontruksi dilapangan, setelah over topping dilakukan



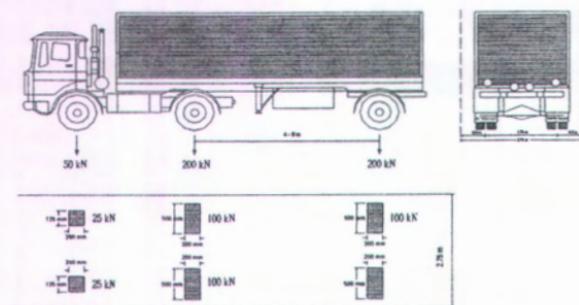
diharapkan dapat terbentuk susunan komposit antara Plat precast dan plat cast insitu .

1. Beban Mati

Beban mati diperhitungkan yang bekerja pada Plat lantai adalah berat Sendiri, Berat Perkerasan jalan dan Berat Air hujan.

2. Beban hidup truk

Pembebanan truk terdiri dari truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as yang disebarluaskan menjadi beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai jarak antar dua as bisa di ubah-ubah antara 4 – 9 m dan setiap roda memiliki tekanan $P = 100 \text{ KN}$



Gbr. 3.4 Beban akibat truk "T"

E. PERHITUNGAN DIAFRAGMA

Diafragma yang diletakkan diantara balok gelagar utama tujuannya adalah untuk memberikan kekakuan arah melintang (transversal) Jembatan. Beban yang diterima berupa berat sendiri dari plat diafragma, Beban kerja (safe superimposed service load) dan pengaruh lendutan dari gelagar memanjang.



F. PEMBEBANAN PADA STRUKTUR UTAMA DAN BANGUNAN BAWAH PONDASI.

Penentuan beban/aksi/gaya Yang bekerja pada Gelagar Jembatan berdasarkan Peraturan BMS 1992, Pembebanan Menurur PPTJ, BMS 1992 berdasarkan Sumbernya dibagi atas beban/ aksi Tetap, aksi Transien, aksi lingkungan dan Aksi lain-lain yang perlu diperhitungkan, Beban/aksi tersebut antara lain

1. Beban mati yaitu berat sendiri Komponen Struktur Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Management System, BMS, 1992) Menjelaskan, Aksi tetap yang bekerja pada gelagar Utama adalah Sebagai berikut :

- Berat sendiri gelagar.
- berat pelat lantai kendaraan
- berat perkerasan (aspal)
- berat trotoar

2. Beban Hidup

Beban Hidup atau beban lajur D pada Jembatan terdiri atas Beban hidup terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL)

- Beban terbagi rata (UDL) dengan intensitas q kPa, dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut :

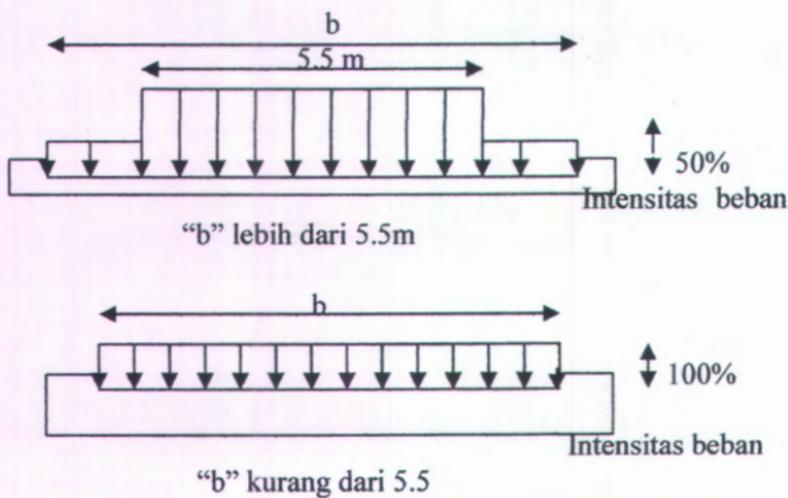
$$L \leq 30m, \quad q = 8 \text{ kPa}$$

$$L > 30m, \quad q = 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$$

- Beban garis (KEL) sebesar p kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

$$P = 44 \text{ KN/m}$$

Adapun pembebanan ini dapat dilihat pada gambar 3.5



Gambar 3.5. Kedudukan beban lajur "D"
Faktor beban akibat beban hidup adalah 2'

3. Beban Rem

Pengaruh gaya rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan.

Untuk panjang struktur tertahan, gaya rem diberikan:

$$L \leq 80 : \text{gaya rem S.L.S} = 250 \text{ KN}$$

$$80 \leq L \leq 180 : \text{gaya rem S.L.S} = (2,5 L + 50) \text{ KN}$$

$L \leq 180$: gaya rem S.L.S = 500 KN

Faktor beban akibat gaya rem '2' gaya rem dihitung untuk pembebanan pada bangunan bawah dan penetuan dimensi perletakan

4. Beban Pejalan Kaki

Sesuai BMS pasal 2.3.2. beban pejalan kaki adalah $5 \text{ Kpa} = 500 \text{ kg/cm}^2$. untuk perencanaan gelagar memanjang.

5. Beban angin

Kecepatan angin rencana dan type jembatan merupakan faktor utama yang berpengaruh pada intensitas beban angin. Kecepatan angin rencana ditentukan oleh letak geografis dari pantai. Perhitungan beban angin sesuai dengan BMS pasal 2.3.3, digunakan rumus sebagai berikut ini :

$$T_{AW} = 0,0006 C_w (V_w) A b^2$$

Dimana :

C_w : Koefisien seret (tabel 1.2)

V_w : Kecepatan angin rencana
(m/dt) untuk keadaan batas
yang ditinjau (tabel 1.1)

$A b$: Luas koefisien bagian samping
jembatan (m^2)

Selain itu apabila ada kendaraan sedang lewat diatas jembatan, beban garis merata tambahan horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai dengan rumus :

$$T_{AW} = 0,0012 C_w (V_w)^2$$

Dimana : $C_w = 1.2$

Tabel 3.1 Kecepatan angin rencana

Keadaan batas	Lokasi	
	Sampai 5 km daripantai	>5 km dari pantai
Daya layan	30 m/dt	25 m/dt
Ultimate	35 m/dt	30 m/dt

Tabel 3.2 Koefisian seret (C_w)

Type jembatan	C_w
<i>Bangunan atas masif</i>	
b/d = 1	2.1
b/d = 2	1.5
b/d = 6	1.25
<i>Bangunan atas rangka</i>	1.2

Gaya akibat tekanan angin direncanakan pada kombinasi untuk bangunan bawah dan pondasi

6. Gaya Gempa (Teq)

Gaya gempa dihitung dengan persamaan

$$\text{Teq} = C I S W T$$

C = 0,1 tanah lunak /Untuk zona 2 (wilayah Trenggalek)

tabel 2.11. PPTJ BMS

S = 2 dapat menahan simpangan besar

I = 1.0 untuk semua jembatan permanent

Wt= berat total bangunan atas dan struktur yang dihitung.

7. Gaya aliran Sungai/hanyutan/tumbukan batang kayu

Terdiri atas tiga estimasi gaya yang dapat dikombinasikan diantara ketiganya

Dimana : C_D = Koefiesn seret (tergantung bentuk pilar)

$$V_s = v m/dt \times 1.5 \quad 1.5 = \text{tabel 2.7 PPTJ}$$

V. m/dt = data Kecepatan sungai

A_D = Luas Proyeksi pilar tegak lurus aliran dg kedalamam air

- Akibat Benda hanyutan
 $T_{EF} = 0.5 C_D (V_s)^2 A_D$ (sama dengan perumusan diatas hanya nilai C_D berbeda
 $C_D = 1.04$, (ditetapkan oleh peraturan)
 - Akibat Tumbukan kayu

$$T_{EF} = \frac{M(V_0)^2}{d} \text{ kN} \quad \dots \text{PPTJ, BMS hal}$$

2-41

M = 2 ton (ditetapkan oleh peraturan)

$d = 0.075 \text{ m}$, tabel 2.8 PPTJBMS hal 2-42

$Vo = 1.4 \times V m/dt^2$ 1.4 = ketentuan peraturan
 Gaya Tumbukan kayu ditinjau bersama dengan
 gaya seret, dan tidak boleh diambil bersamaan
 dengan benda hanyutan.

8. Gaya Suhu

Perubahan Merata dalam suhu Jembatan menghasilkan perpanjangan atau penyusutan

seluruh panjang jembatan. Gerakan tersebut umumnya kecil untuk jembatan diindonesia dan dapat diserap oleh Perletakan dengan gaya cukup kecil yang disalurkan kebangunan bawah Untuk bentang 100 m atau kurang (**BDM, BMS hal 2-25**).

9. Akibat pengaruh susut dan suhu

Pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m (**BDM, BMS hal 7-6**).

3.3.4. PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA

Diawali dengan penentuan dimensi gelagar atau meng estimasikan harga h (tinggi gelagar), kemudian setelah didapat jenis gelagar (type profil). Dilanjutkan dengan perhitungan penampang secara komposit. Dan perhitungan pembebanan seperti pada subbab 3.2 diatas kemudian dilakukan perhitungan analisa dengan SAP 2000 untuk mendapatkan gaya dalam (Momen, geser dan reaksi perletakan)

Beberapa hal yang penting dalam desain Balok prategang antara lain :

1. Penentuan gaya prategang (F)

Gaya prategang dapat diasumsikan dari harga berikut ini :

$$F = \frac{M_T}{0,65h}, \quad \text{Dimana : } M_T \quad : \text{Momen total}$$

h : tinggi penampang

2. Kehilangan Gaya Pratekan

Gaya prategang efektif (gaya prategang rencana) adalah gaya prategang awal pada baja dikurangi semua

kehilangan gaya pratekan. Kehilangan gaya pratekan yang terjadi adalah :

1. Kehilangan langsung/*Immediately Loss*, yaitu kehilangan gaya pratekan yang terjadi segera setelah peralihan gaya pratekan yang meliputi :

- Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis.

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

- Kehilangan pratekan akibat gesekan kabel (*friction and wobble effect*).

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K L - \mu \alpha$$

- Kehilangan pratekan akibat slip angker (*slip anchorage*)

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

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

- Kehilangan pratekan akibat rangkak beton (*creep*).

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

- Kehilangan pratekan akibat susut beton (*shrinkage*).

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

- Kehilangan pratekan akibat relaksasi baja (*relaxation*).

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

3. Penentuan jumlah dan Letak tendon

Yaitu terdiri dari perhitungan lintasan kabel , penentuan daerah limit kabel dan koordinat kabel. Lintasan kabel direncanakan hanya pada satu bentang karena bentang yang lain adalah simetris. Dalam penentuan lintasan kabel ini dibagi menjadi 3 buah parabola. Karena penampang balok ditumpuan dengan dilapangan adalah berbeda, maka persamaan lintasan kabel didasarkan pada suatu garis yang menghubungkan antara titik berat penampang ditumpuan horisontal ke tengah bentang (garis AB).

3.3.5 KONTROL KEKUATAN DIMENSI STRUKTUR

Secara global telah dijelaskan pada bab II dimana kontrol kekuatan struktur terdiri dari :

1. kontrol tegangan
yaitu tegangan pada tumpuan dan tegangan pada daerah lapangan (tengah bentang) digunakan metode tegangan kerja .
2. kontrol momen batas dan momen retak
yaitu dengan metode keadaan batas dimana untuk beban mati menggunakan faktor beban 1.3, dan beban hidup faktor bebannya 2
3. Kontrol tegangan pada blok angker
4. Perhitungan lendutan

Ada 2 macam lendutan yang terjadi :

- a. Lendutan ke atas (*camber*) akibat gaya prategang

$$\Delta = -\frac{W L^4}{185 EI}$$

- b. Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat

Lendutan ini dihitung dengan menggunakan SAP 2000

Selain itu koefien rangkak juga ditinjau dalam perencanaan lendutan ini

5. Perhitungan gaya membelah

Didalam perhitungan tulangannya digunakan grafik Iyengarah dengan langkah seperti pada bab II .

6. Penulangan geser

Ada dua jenis kehancuran akibat geser yang terjadi yaitu yaitu Retak dari badan akibat tarikan utama yang tinggi (Vcw), Retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran (Vci). Secara umum kekuatan geser pada gelagar pratekan terdiri atas Kekuatan geser tengah bentang (Vci) dan kekuatan Geser ditumpuan (Vcw) Tumpuan. Perhitungan Kekuatan geser pada beton pratekan aman tiadaknya suatu struktur tergantung dari hasil control/ cek struktur terhadap beban yang bekerja. Baik itu dari dengan perhitungan elastis maupun perhitungan dengan metode ultimate secara umum struktur dikatakan aman jika tegangan yang terjadi tidak melampaui tegangan ijinnya ($\sigma \leq \sigma_{ijin}$) atau gaya yang terjadi tidak melampaui gaya ijinnya ($P_{max} \leq P_{ijin}$)

Perhitungan Kekuatan bahan (kapasitas Struktur) lebih besar dari aksi nominalnya (S^*) dengan faktor reduksinya. ($S^* \leq \phi R$)

Dimana $S^* = \text{reaksi ultimate akibat beban luar (dikalikan faktor beban)}$

Aksi ultimate dapat berupa momen atau geser

R = Kekuatan Bahan (Kapsitas Bahan)

ϕ = Faktor reduksi yang diberikan oleh peraturan

Bila memenuhi perencanaan dimensi dan syarat lainnya lain-lain berarti perencanaan memenuhi syarat. Jika tidak lakukan Perubahan dimensi struktur atau penambahan mutu bahan atau pengurangan beban atau cara lainnya. Sampai didapatkan dimensi yang masuk dalam Kriteria perhitungan.

3.3.6 PERENCANAAN PERLETAKAN

1. Perhitungan Reaksi yang bekerja Pada Kepala jembatan dan Pilar jembatan

Dengan menentukan kondisi dan pengaruh terburuk. Berupa Perhitungan Reaksi dan Pemilihan Perletakan. Dari Hasil Kombinasi pembahasan diatas bekerja Gelagor jembatan diadapatkan gaya reaksi berupa Gaya vertikal (Reaksi Tumpuan), Rotasi Pada Titik Tumpuan dan Gaya Horisontal.

Gaya reaksi pada perletakan diatas akan dijadikan sebagai Penentu dalam Tahapan Pemilihan dimensi perletakan. Tahapan dimensi perletakan

diuji coba sampai diperoleh ukuran perletakan yang memadai. Tahapan perencanaan antara lain(*BMS, BDM hal 7-4*) :

1. Tentukan beban dan gerakan terburuk akibat reaksi Tumpuan
2. Buatlah pemilihan perletakan permulaan
3. Periksa pemilihan perletakan permulaan terhadap :

 - Bentuk dan fungsi yang tepat
 - Luas tumpuan efectif
 - Regangan geser maximum
 - Tegangan tekan rata-rata
 - Tebal plat baja minimum
 - Tahanan gesek terhadap geseran

2. Cek Perletakan Elastomer Bearing terhadap aksi yang terjadi

Pemilihan ukuran perletakan bisa didapatkan pada tabel 7.4 (a) sampai dengan 7.4 (t) BMS BDM hal 7-7 dengan ukuran dimensi dan kekuatan yang berbeda-beda.

3.3.7 PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH

1. KEPALA JEMBATAN (ABUTMEN)

Kepala jembatan (*abutmen*) adalah suatu bangunan atau bagian dari kontruksi jembatan yang meneruskan beban yang bekerja pada bangunan atas yang disalurkan ke tanah melalui pondasi.

Kepala jembatan memiliki bentuk yang bermacam – macam ragam/desainnya, bentuk atau desain ini mempunyai hubungan dengan tinggi pemakaian dari kepala jembatan tersebut.

Berikut ini adalah tipe kepala jembatan yang dihubungkan dengan tinggi pemakaianya :

1. Tipe pile cap
Tipe seperti ini tinggi pemakaiannya bisa mencapai ± 8 m
2. Tipe T terbalik
Tipe dengan T terbalik bisa mencapai tinggi pemakaian ± 12 m
3. Tipe semi gravitasi dan gravitasi
Tinggi pemakaian dari tipe ini mencapai ± 7 m dan ± 5 m.
Adapun gaya yang keluar dan bekerja pada jembatan meliputi :
 1. Beban hidup dan beban mati dari bangunan atas jembatan (t/m).
 2. Gaya mendatar akibat geseran dari penahanan gerak (t/m).
 3. Beban pembebahan (t/m^2).
 4. Gaya tekanan tanah (t/m).
 5. Berat dari tanah itu sendiri (t/m)
 6. Gaya gempa (t/m).
 7. tekanan tanah (t/m^2).
 8. pengaruh angin pada bangunan atas

~~PERMENPUPER 10/2004~~ dimana terdapat 6 kombinasi kritis untuk keadaan layanan (SLS). Berikut aksi rencana yang diberikan dalam peraturan :

Tabel 3.3 Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS

AKSI	faktor	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
Beban Permanen/beban mati (M)	Normal	x	x	x	x	x	x
Tekanan Tanah (Ta)	Terkurangi	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	Normal	x	o	o	o	o	-
Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	Normal	x	o	o	o	o	-
Gesekan perletakan (Gs)		o	o	x	o	o	o
Pengaruh suhu (S)		o	o	x	o	o	o
Aliran sungai/hanyutan (As)		o	-	o	x	o	o
beban angin (Tew)		o	-	o	o	x	o
beban gempa (TeQ)	Normal	-	x	-	-	-	-

Ket :

x = Beban yang selalu aktif

o = Beban yang boleh dikombinasikan dengan beban

Aktif (x)

atau seperti ditunjukkan dalam kombinasi berikut

:

1 = Semua beban 'X" + beban 'o' (salah satu)

atau

2 = (1) + 0.7 beban o

3 = (1) + 0.5 beban 'o'+ beban

0.5 'o'

Untuk perencanaan Jembatan ini kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut = Semua beban x + salah satu beban o

Berikut jenis kombinasi pembebanannya :

1. M + ta + D + R + Tew
2. M + Ta + Teq + D
3. M + Ta + Gs + R
4. M + Ta + As +Tew + Gs

5. M + Ta + Tew + R

6. M + Ta + Gs + S

Rencana kombiansi tersebut juga diterapkan dalam perencanaan pilar jembatan.

2. PILAR (PIER)

Pilar adalah suatu bangunan yang berada ditengah bentang jembatan antara Kepala Jembatan (abutmen) Yang satu dengan Kepala jembatan yang lainnya dengan fungsi meneruskan beban dari bangunan atas ke tanah melalui pondasi.

Bentuk dari pilar sangat bervariasi sesuai dengan penempatannya. Dapat diartikan bahwa pilar pada aliran sungai tidak boleh menghambat aliran air pada waktu banjir dan pada waktu air normal. Pada aliran sungai pilar baiknya dipilih berbentuk bulat telur yang selangsing mungkin.

Gaya luar yang bekerja pada pilar berbeda dengan kepala jembatan, gaya yang perlu diperhatikan adalah gaya luar yang bekerja searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan.

Adapun gaya luar yang bekerja searah sumbu jembatan, meliputi :

1. Beban mati akibat kerja bangunan atas (t).
2. Beban hidup akibat kerja bangunan atas (t).
3. Gaya mendatar akibat penahan geser (t).
4. gaya aliran sungai (t/m^2).
5. gaya gempa

Gaya luar yang bekerja tegak lurus ke sumbu jembatan adalah :

1. Reaksi balok utama (beban hidup dan beban mati)(t).
 2. Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (titik kerja pada pusat gaya berat bangunan atas)(t).
 3. Berat mati pilar (t).
 4. Tekanan air yang mengalir (t).
 5. Gaya angkat keatas
3. PONDASI TIANG PANCANG

Pondasi tiang Pancang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang itu sendiri dengan jalan menyerap lendutan. Pondasi tiang ini dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal dari tiang pancang tersebut dengan tumpuan pondasi.

Menurut Thomlinson, 1980 pondasi tiang pancang berfungsi :

- Meneruskan beban konstruksi diatas tanah yang mempunyai daya dukung besar.
- Menahan gaya desakan keatas.
- Menahan gaya lateral.

Pondasi tiang pancang dibedakan menjadi :

1. Tiang pancang yang dipancang masuk sampai lapisan tanah keras, sehingga daya dukung tanah untuk pondasi ini lebih ditekankan pada tahanan ujungnya. Tiang pancang tipe ini disebut *End Bearing File* atau *Point Bearing File*.

2. Apabila tiang pancang ini tidak mencapai lapisan tanah keras, maka untuk menahan beban yang diterima tiang pancang, mobilisasi tahanan sebagian besar ditimbulkan oleh gesekan tiang pancang dengan tanah (*Skin Friction*). Tiang pancang ini disebut *Friction File*.

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

$$Q_{ijin} = Q_{ijin} = \frac{Atp \times Cn}{SF_1} + \frac{Ktp \times JHP}{SF_2}$$

Dimana :

Atp = Luas Penampang Tiang

Cn = Nilai Konus

Ktp = Kliling Tiang

JHP = Jumlah Hambatan Pelekat

SF_1 dan SF_2 = Angka Keamanan yang besarnya masing-masing 3 dan 5

- **Perhitungan daya dukung pile group**

$$Q_{tiang} = \eta \cdot Q_{ijin}$$

$$\text{Efisiensi} = \eta = 1$$

$$\left[arctg \left(\frac{D}{S} \right) * \left(\frac{(m-1)*n + (n-1)*m}{90*m*n} \right) \right]$$

Dimana : S = jarak antar tiang pancang

M = jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

N = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

- **Beban maksimum tiang pancang**

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My * x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx * y_{\max}}{\Sigma y^2} \leq Q_{ijin}$$

tiang

Dimana :

N_x = jumlah tiang pancang pada arah x

N_y = jumlah tiang pancang pada arah y

X_{\max} = jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

Y_{\max} = jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

Σx^2 = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

Σy^2 = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

3.3.8 PENINJAUAN METODE PELAKSANAAN DILAPANGAN

Metode pelaksanaan yang akan dibahas pada bab ini menceritakan Pelaksanaan secara garis besar dilapangan mulai dari Pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang sampai dengan pelaksanaan pekerjaan balok beton pratekan di lapangan. Pekerjaan balok beton pratekan dilaksanakan dengan cara cor di tempat (*case in situ*) dekat lapangan. Hal ini memungkinkan karena tinggi dari dasar sungai yang begitu dalam (- 8 m) struktur jembatan yang berupa balok menerus (statis tak tentu).

3.3.9 PENGGAMBARAN HASIL PERHITUNGAN

Jika semua Perencanaan struktur memenuhi syarat maka penggambaran dapat dilakukan Mulai dari gambar denah potongan sampai dengan gambar detail dari hasil perhitungan kontruksi jembatan. Atau penggambaran dapat dilakukan setelah perhitungan tiap elemen jembatan selesai.

3.3.10 PENYUSUNAN LAPORAN TUGAS AKHIR

Pembuatan laporan Tugas akhir berupa hasil perhitungan dan hasil Penggambaran berdasarkan urutan bab dan subbab Sesuai tata cara penulisan Laporan Tugas Akhir.

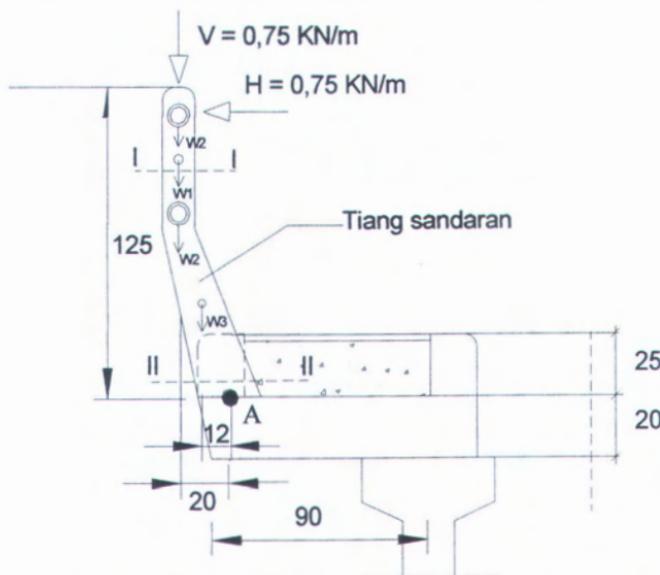
BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 PERHITUNGAN TIANG SANDARAN, TROTOAR, DAN KERB

4.1.1. Perhitungan Tiang Sandaran

Berdasarkan literatur BMS, pasal 2.9.5, bahwa beban yang bekerja pada sandaran untuk pejalan kaki adalah berupa gaya horisontal dan Vertikal sebesar 0,75 KN/m yang bekerja secara bersamaan.



4.1 Gaya yang bekerja pada Tiang Sandaran

Panjang total jembatan = 58 m

Jarak tiang sandaran = 2,00 m

Dimensi Tiang sandaran = $0,1 \times 0,22 \text{ m}^2$

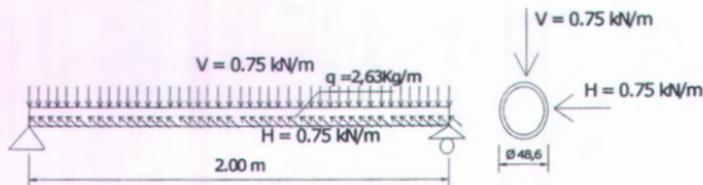
Bahan yang digunakan :

1. Mutu Beton f_c' = 30 Mpa

2. Mutu Baja tualangan f_y = 320 Mpa

a. Perhitungan Pipa sandaran.

Diameter pipa Galvanis sandaran 48,6 mm tebal 2,3 mm dan berat pipa $q = 2,63 \text{ kg/m}$, $Z_x = 3,70 \text{ cm}^3$ serta tegangan leleh baja $f_y = 240 \text{ Mpa}$, (Tabel profil Ir. Gunawan, hal 68).



4.2 gaya yang bekerja pada pipa sandaran

A. Momen yang terjadi pada pipa sandaran

$$\begin{aligned} M_V &= M \text{ gaya verikal} + M \text{ berat sendiri} \\ &= 1/8 \cdot 0.75 \cdot 2^2 + 1/8 \cdot 0,0263 \cdot 2^2 \\ &= 0,375 + 0,01315 \\ &= 0,38815 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_H = M \text{ gaya horizontal}$

$$= 1/8 \cdot 0.75 \cdot 2^2 = 0,375 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M \text{ kombinasi (resultan)} &= \sqrt{M_V^2 + M_H^2} = \\ &\sqrt{0,3908^2 + 0,375^2} \end{aligned}$$

$$M^* = 0,5416 \text{ kNm} = 541617,61 \text{ Nmm}$$

$$\approx 540\,000 \text{ Nmm}$$

Cek kekuatan Profil pipa sandaran

Batas Kelangsungan Profil *PPTJ, BMS pasal 7.5.3.1*

$$\lambda_s = \frac{d_o}{t} \sqrt{\frac{f_y}{250}} \leq \lambda_e = 50 \text{ (Syarat penampang Kompak)}$$

$$\lambda_s = \frac{48,6}{2,3} \sqrt{\frac{240}{250}} = 20,70 \leq 50 \text{ jadi merupakan Penampang}$$

Kompak

Untuk Penampang Kompak Berlaku perumusan

$$Z_e = 1,5 \cdot Z = 1,5 \times (3,70 \cdot 10^3) = 5550 \text{ mm}^3$$

$$M_s = 0,55 \cdot f_y \cdot Z_e \quad \dots \dots \dots \text{(PPTJ, BMS pasal 7.5.2.3)}$$

$$= 0,55 \cdot 240 \cdot 5550 = 732600 \text{ Nmm}$$

Kontrol Momen yang terjadi

$$M^* \leq \left[1 + \frac{25\%}{100} \right] M_s \quad \text{(PPTJ, BMS pasal 7.5.2.3)}$$

$$540\,000 \text{ Nmm} \leq \left[1 + \frac{25\%}{100} \right] 732600$$

$$540\,000 \text{ Nmm} \leq 734\,431,5 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

B. Momen yang terjadi pada tiang sandaran

Berat pipa $W_2 = 2,63 \text{ kg/m} \times 2 = 5,26 \text{ kg} = 0,0526 \text{ kN}$ (1 buah)

Berat tiang Sandaran $W_1 = 0,1 \times 0,22 \times 0,55 \times 2400 = 29,04 \text{ kg} = 0,29 \text{ kN}$

Berat Tiang sandaran $W_3 = 0,1 \times 0,22 \times 0,7 \times 2400 = 36,96 = 0,37 \text{ kN}$

$M = H \cdot 2 \cdot 1,25 + V \cdot 2 \cdot 0,2 + (\text{Berat Pipa & tiang sandaran}) \times \text{Jarak ke titik A}$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \text{kN/m} \times 2 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 0,75 \text{kN/m} \times 2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \\
 &\quad + (2 \times 0,0526 \text{ kN} \times 0,2 \text{ m} + 0,29 \text{ kN} \times 0,2 \text{ m} + \\
 &\quad 0,37 \text{ kN} \times 0,12 \text{ m}) = 2,2985 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c) Penulangan Tiang Sandaran

Dimensi tiang sandaran 10 x 22 cm (Potongan dekat titik A)

$$f_c = 30 \text{ MPa}, f_{sy} = 320 \text{ MPa}$$

$$\text{Beton decking} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 220 - (40 + 1/2 \cdot 12) = 174 \text{ mm}$$

$$M = 2,2985 \text{ kNm} = 2,2985 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\varphi b d^2} = \frac{2,2985 \times 10^6}{0,8 \times 100 \times 174^2} = 0,949 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,08 (f_c - 30) \\
 &= 0,85
 \end{aligned}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \times \frac{600}{600 + 320} = 0,044$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

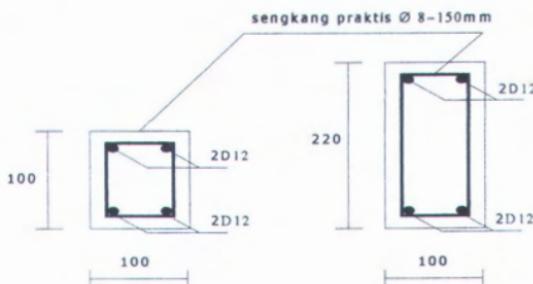
$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{1255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1255 \times 0,949}{320}} \right) = 0,0030$$

karena $\rho_{perlu} < \rho_{\min}$ maka : dipakai ρ_{\min}

$$A_{st} = 0,004375 \times 100 \times 174 = 76,125 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 Ø 12 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

d) Gambar Penulangan



Gambar 4.3 : Penulangan Tiang Sandaran

Perhitungan tulangan geser

$$V^* = 0.75 \times 2 = 1.5 \text{ kN} = 1500 \text{ N}$$

Cek kehancuran badan akibat geser

$$V^* \leq \text{Kcr. } V_{u\max} \quad \dots \quad \text{BDM, BMS pasal 6.6.2.6}$$

$$V_{u\max} = 0,2 f_c' b_v d_o = 0,2 \times 30 \times 100 \times 220 = 132000 \text{ N}$$

$$1500 \text{ N} \leq 0,75 \times 132000 \text{ N} = 99.000 \text{ N} \text{ (jadi}$$

kehancuran badan tidak terjadi).

.....catt : jika tdk ok
maka penampang perlu diperbesar

Cek perlu tulangan geser atau tidak

$$V^* \leq \text{Kcr. } V_{uc} \dots \text{(tulangan geser tidak diperlukan)}$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \left(\frac{A_{st} \cdot f_c}{b_v \cdot d_o} \right)^{1/3}$$

...(PPTJ, BMS, pasal 6.6.2.8.1)

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d_o}{2000} \geq 1,1 = 1,34, \beta_2 = 1, \beta_3 = 1$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{220}{2000} \geq 1,1 = 1,29 \text{ maka } \beta_1 = 1,29$$

$$V_{uc} = 1,29 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 100.220 \left(\frac{226 \times 30}{100 \times 220} \right)^{1/3} = 19169,67$$

N

$$V^* \leq K_{cr}. V_{uc}$$

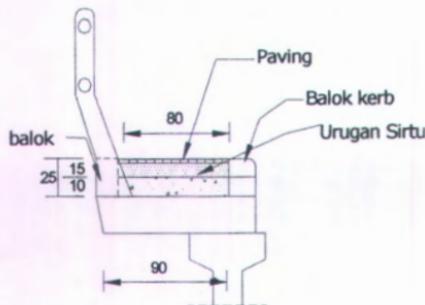
$1500 \text{ N} < 0,75 \times 19169,67 \text{ N} = 14377,25 \text{ N}$ (ok,
tidak perlu tulangan geser)

Untuk menambah kekuatan maka digunakan tulangan geser

Dipakai sengkang praktis Ø8-150 ($A_s = 628,32 \text{ mm}^2$)

4.1.2 Perhitungan Trotoar

Trotoar direncanakan dengan lebar 80 cm dan tebal 25 cm dan ditempatkan di atas lantai kendaraan pada gelagar tepi yang dibatasi dengan balok beton bertulang pada kedua tepinya dan diisi pasir padat di tengahnya serta dilapisi tegel di atasnya. Sehingga sifatnya hanya membebani gelagar/balok utama dan dalam perencanaan ini tidak dihitung tulangannya.



4.4 Trotoar diantara Tiang Sandaran dan Kerb

Luas areal yang dibebani pejalan kaki

$$A = \text{lebar trotoar} \times \text{bentang jembatan}$$

$$= 0,80 \times 58 = 46,4 \text{ m} (10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2)$$

Tabel 4.1 Intensitas Beban Pejalan Kaki Untuk Trotoar

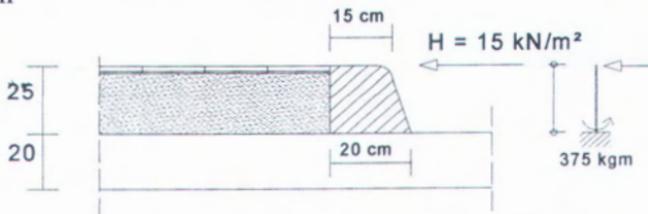
Luas	Beban nominal (Kpa)
$A < 10 \text{ m}^2$	5
$10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$	$5,33 - A/30$
$A > 100 \text{ m}^2$	2

Berdasarkan tabel tersebut, maka beban nominal pejalan kaki :

$$q = 5,33 - (46,4/30) = 3,78 \text{ Kpa} = 3,78 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 Perhitungan Kerb (Balok Trotoar)

Gaya yang bekerja pada kerb diperhituhkan sebesar 15 kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang Jembatan (PPTJ, BMS pasal 2.9.1). Gaya tersebut bekerja setinggi 25 cm permeter lebar dari permukaan lantai , dimensi kerb direncanakan $15 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$



Gambar 4.5 Kerb (balok trotoar)

$$Mu = 1500 \times 0,25 = 375 \text{ kgm} = 3,75 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = 150 - (40 + 12 + 12/2) = 92$$

$$fc' = 30 \text{ Mpa}, fsy = 320 \text{ Mpa}$$



64

$$R_n = \frac{Mu}{\varphi b d^2} = \frac{3,75 \times 10^6}{0,8 \times 250 \times 92^2} = 2,21 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,08 (f_c - 30) \\ &= 0,85\end{aligned}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \times \frac{600}{600 + 320} = 0,044$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

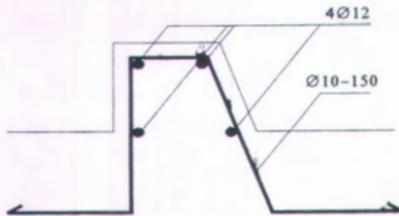
$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{1255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1255 \times 221}{320}} \right) = 0,007$$

karena $\rho_{perlu} > \rho_{\min}$ maka : dipakai ρ_{perlu}

$$A_s = 0,0072 \times 250 \times 92 = 166,398 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $2\varnothing 12$ ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

Dipakai sengkang praktis $\varnothing 8-150$ ($A_s = 628,32 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.6 : Penulangan Kerb



4.2 PERHITUNGAN PLAT LANTAI KENDARAAN

Plat lantai kendaraan direncanakan dengan menggunakan 2 macam plat, yaitu plat precast dan plat cast in situ, yang bekerja secara komposit. Plat precast direncanakan dengan tebal 120 mm sedangkan plat cast in situ direncanakan dengan tebal 200 mm sesuai dengan syarat pada peraturan perencanaan teknik jembatan (Bridge Management System), tebal minimum plat lantai kendaraan adalah :

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

$$ts \geq 100 + 40.L \text{ mm}$$

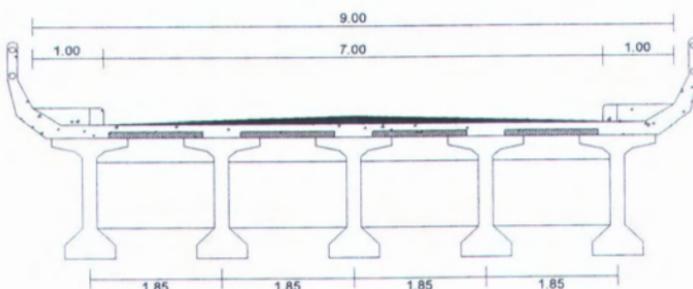
dimana :

L = bentang dari plat lantai kendaraan antara pusat tumpuan (m)

$$ts \geq 100 + (40 \times 1,85) = 174 \text{ mm}$$

Jadi plat lantai kendaraan direncanakan dengan kriteria lain sebagai berikut :

- Tebal plat lantai kendaraan = 200 mm
- Jarak antara gelagor utama = 1850 mm
- Tebal lapisan aspal rencana = 50 mm
- Tinggi genangan air = 50 mm



Gambar 4.7. Potongan Melintang Jembatan

4.2.1 Perhitungan Pembebaan

a. Beban Pada Plat Tengah

Pada plat lantai kendaraan tengah beban-beban yang bekerja sebagai berikut :

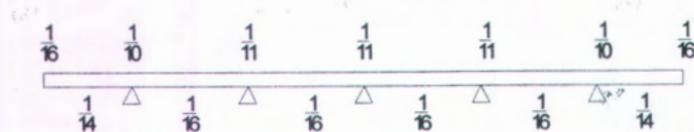
1. Beban merata

- Beban mati :
 - berat sendiri plat $= 0,20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 - berat lapisan aspal $= 0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup
 - berat air hujan $= 0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} qu &= \text{faktor beban} \times \text{beban nominal} \\ &= (1,3 \times 480) + (2,0 \times 110) + (50) = 894 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Ikhtisar momen

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 hal 52, besarnya koefisien momen pada tumpuan dan lapangan sebagai berikut :



Gambar 4.8. Ikhtisar Momen untuk pelat lantai kendaraan

Dari gambar di atas didapat :

- Koefisien Momen tumpuan Maximal $= \frac{1}{10}$
- Koefisien Momen lapangan Maximal $= \frac{1}{14}$

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Momen yang terjadi pada Tumpuan} &= \frac{1}{10} \text{ qu Lx}^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 894 \times 1.85^2 = 305,97 \\ &\text{kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang terjadi pada Lapangan} &= \frac{1}{14} \text{ qu Lx}^2 \\ &= \frac{1}{14} \times 894 \times 1.85^2 = 218,55 \\ &\text{kgm} \end{aligned}$$

2. Beban Terpusat

▪ Beban hidup Truk "T"

Pembebanan truk terdiri dari truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as yang disebarluaskan menjadi beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai jarak antar dua as bisa di ubah-ubah antara 4 – 9 m dan setiap roda memiliki tekanan $P = 100\text{kN}$ (*PPTJ BMS, pasal 2.3.4 hal 2-27*). Untuk pembebanan Truk terdapat Faktor beban dinamis (DLA) yang diambil sebesar 0,3 (*PPTJ, BMS pasal 2.3.6 hal 2-29*). besarnya tekanan Roda (P) Akibat beban truk dengan faktor beban 2 adalah :

$$\begin{aligned} P &= \text{faktor beban} \times \text{beban T} \times \text{faktor beban} \\ &\quad \text{dinamis (DLA)} \\ &= 2,0 \times 100 \times (1 + 0,3) = 260 \text{ kN} = 26 \text{ ton} = \end{aligned}$$

26000 kg

Momen lentur untuk pelat lantai menerus antara dua atau lebih perletakan menurut BDM 1992 bag 2 tentang metodologi desain pasal 2.5.5 .

$$M_{L \text{ tumpuan}} = M_{L \text{ Lapangan}} = 0.8 \left(\frac{S + 0.8}{10} \right) P ,$$

S = Jarak antar tumpuan bersih (m)

P= Beban roda sesuai gambar 3.4

$$= 0.8 \left(\frac{1.85 + 0.8}{10} \right) \times 26000 = 5512 \text{ Kg m pelat}$$

b. *Beban Pada Plat Tepi*

Pada plat lantai kendaraan tepi beban-beban yang bekerja sebagai berikut :

1. Beban Merata

- Beban Mati
 - ✓ Berat sendiri plat = $0,20 \times 2400$
 $= 480 \text{ Kg/m}^2$
 - ✓ Berat peninggian trotoar =
 $\frac{0,10 \times 0,8 \times 2400}{58} = 3,31 \text{ Kg/m}^2$
 - ✓ Berat Sirtu =
 $\frac{0,15 \times 0,8 \times 1600}{58} = 3,31 \text{ Kg/m}^2$
 - ✓ Berat Kreb =
 $\frac{0,25 \times 0,18 \times 2400}{58} = 1,86 \text{ Kg/m}^2$
 - ✓ Berat tiang sandaran =
 $\frac{(0,10 \times 0,22 \times 2400 \times 30)}{58} = 52,8 \text{ Kg/m}^2$

$$q = 541,28 \text{ Kg/m}^2$$

- Beban Hidup
 - ✓ Pejalan kaki = $3,78 \text{ kN/m}^2 = 378 \text{ Kg/m}^2$

$$\checkmark \text{ Berat air hujan} = 0,05 \times 1000 \\ = \frac{50}{428} \frac{\text{Kg/m}^2}{\text{Kg/m}^2} +$$

Beban rencana ultimit (q_u) adalah :

$$q_u = (1,3 \times 541,28) + (428) = 1131,66 \text{ Kg/m}^2$$

2 Beban Terpusat

Bila kendaraan tidak dicegah naik ke kerb oleh penghalang rencana, trotoar juga harus direncanakan agar menahan beban terpusat $20 \text{ kN} = 200 \text{ Kg}$

Karena desain tulangan pada plat tepi direncanakan sama dengan plat tengah sedangkan q_u total plat tepi $< q_u$ total plat tengah maka untuk perhitungan beban digunakan q_u total pada plat tengah.

4.2.2 Penulangan Plat Lantai Kendaraan

Pada perencanaan plat lantai kendaraan ini digunakan momen yang terbesar diantara kedua posisi roda, yaitu pada posisi roda di tengah-tengah kedua tepi yang tidak ditumpu.

A. Penulangan plat arah melintang (Lx)

$$\begin{aligned} \text{Momen di plat tumpuan (Mtx)} &= 305,97 + 5512 \\ &= 5817,97 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen plat di lapangan (Mlx)} &= 218,55 + 5512 \\ &= 5730,55 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Data perencanaan,

Baja : $f_y = 320 \text{ Mpa}$

Beton : $f_c = 30 \text{ Mpa}$

Tebal plat = 200 mm

Beton decking = 40 mm

Tulangan D 16

$$d = 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 150,5 \text{ mm}$$

$$d'' = 40 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 49,5$$

1. Momen lapangan

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - 0,5)Mu}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,5 \times 57305500}{0,8 \times 1000 \times 150,5^2} = 1,58$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{1255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1255 \times 1,58}{320}} \right) = 0,0051$$

$$\rho = \frac{0,5Mu}{\varphi f_y (d - d') bd} = \frac{0,5 \times 57305500}{0,8 \cdot 3205 \cdot (1,549,5) \cdot 10000,5} = 0,0050$$

$$\rho = 0,00510 + 0,00502 = 0,0101$$

Untuk tarik (As)

$$As = \rho \times b \times d = 0,0101 \times 1000 \times 150,5 = 1523,06 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D19 - 180 (As = 1575 mm²)

Untuk tekan (As')

$$As' = \rho \times b \times d = 0,00502 \times 1000 \times 150,5 = 755,51 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D14 - 180 (As = 855 mm²)

2. Momen tumpuan

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - 0,5)Mu}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,5 \times 58179700}{0,8 \times 1000 \times 150,5^2} = 1,6$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc} = \frac{320}{0.85 \times 30} = 12.55$$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 125.5 \times 16}{320}} \right) = 0.005$$

$$\rho = \frac{0.5 \times Mu}{\varphi f_y(d-d')bd} = \frac{0.5 \times 5817.9 \times 10}{0.8 \cdot 320 \cdot 0.15495 \cdot 100 \cdot 0.5} = 0.051$$

$$\rho = 0.0052 + 0.00510 = 0.0103$$

Untuk tarik (As)

$$As = \rho \times b \times d = 0.0103 \times 1000 \times 150.5 = 1550.15 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D19 – 180 (As = 1575 mm²)

Untuk tekan (As')

$$As' = \rho \times b \times d = 0.00510 \times 1000 \times 150.5 = 767.55 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D14 – 180 (As = 855 mm²)

B. Penulangan plat arah memanjang (Ly)

Sesuai dengan Pasal 6.7.14 (Penyebaran tulangan untuk plat lantai), PPTJ BMS hal 6-76. Tulangan pokok sejajar arah lalu lintas (Ly) dimbil dari prosentase sebagai berikut :

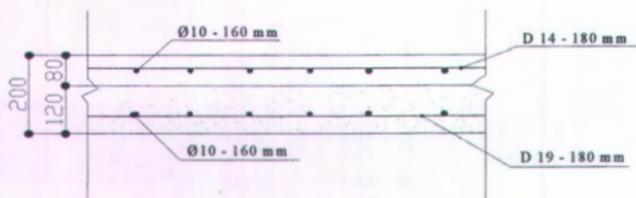
$$As_m = \frac{55}{\sqrt{L}} = \frac{55}{\sqrt{58}} = 7.22\% \text{ (Maximum 50 %,}$$

Minimum 30 % dari Tulangan pokok)

Digunakan 30 % > 7.22 %

Maka tulangan arah Ly = 30 % x 1550.15 = 465.0 mm²

Dipakai tulangan Ø10 – 160 (As = 491 mm²)



Gambar 4.9 Penulangan Lantai Kendaraan

4.2.3 Kontrol Lendutan, Lebar Retak Plat, dan Geser Ponds

a. Kontrol lendutan

Berdasarkan pada SKSNI-T-15-1991-03, untuk pelat lantai dengan dua tumpuan yang mempunyai tebal minimum $t = \frac{l}{16} < 200 \text{ mm}$, maka lendutannya tidak perlu dihitung :

$$L = 1850 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = \frac{1850}{16} = 115,625 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \rightarrow \text{pelat aman}$$

terhadap lendutan.

c. Kontrol Lebar Retak Plat

Pengendalian retak pada plat lantai untuk plat jembatan dijelaskan dalam pasal 6.7.4 PPTJ BMS hal 6-83 bahwa retakan pada plat bertulang yang terlentur bisa dianggap terkendali bila jarak titik berat ketik titik berat tulangan pada masing-masing arah tidak lebih dari 300 mm.

$$(S_{\max} \leq 300 \text{ mm})$$

$$S_{\text{momen tumpuan}} = 200 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}.$$

$$S_{\text{momen lapangan}} = 200 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}.$$

d. Kontrol terhadap Geser Ponds

Geser akibat tekanan roda dianggap terkendali jika memenuhi persyaratan berikut :

$$V^* \leq V_{uc}$$

$$\text{Gaya geser } V^* = K_{tt}^u \times P \times (1 + DLA) \\ = 2 \times 100 \times (1 + 0,3) = 260 \text{ kN} =$$

260.000 N

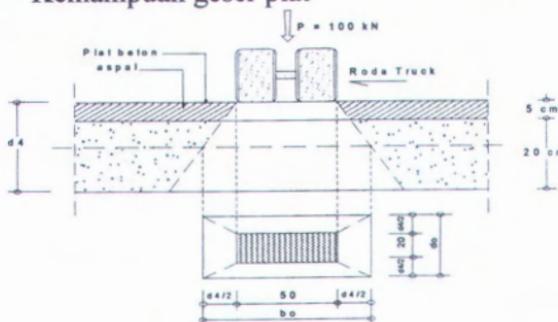
Dimana :

V^* = gaya geser rencana

K_{tt}^u = faktor ultimate untuk beban truk = 2 (PPTJ, BMS 1992)

DLA = faktor dinamis/ kejut = 0,3 (PPTJ, BMS 1992)

Vuc = Kemampuan geser plat



Gambar 4.10. gaya geser ponds (bungkul) pada Plat lantai kendaraan

Dari gambar 4.6 diperoleh luas Keliling kritis sebagai berikut :

$$Ak = 2 \times (bo + do) \times d4$$

Dimana :

Ak = Luas bidang Kritis

$d4$ = Tebal landasan = 25 cm

bo = panjang penyebaran roda

do = lebar penyebaran roda

$$bo = 50 \text{ cm} + 2(25/2) = 75 \text{ cm}$$

$$do = 20 \text{ cm} + 2(25/2) = 45 \text{ cm}$$

$$Ak = 2 \times (75 + 45) \times 25 = 6000 \text{ cm}^2 = 600000 \text{ mm}^2$$

Tegangan geser (V_c) diambil nilai = $0.2\sqrt{fc}$ =
 $0.2\sqrt{30} = 1.095 \text{ Mpa}$

Berdasarkan SKSNI V_c juga dapat

$$\text{diambl } \frac{1}{3}\sqrt{fc}$$

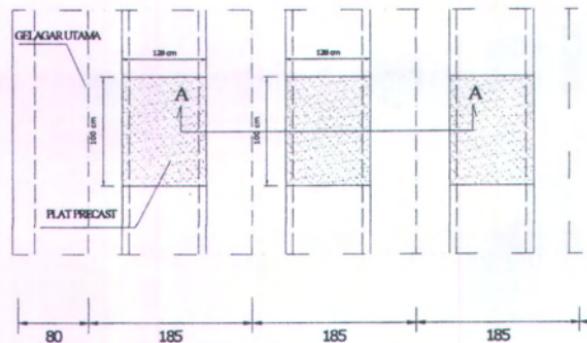
$$V_{uc} = A_k \times V_c = 600000 \text{ mm}^2 \times 1,095 \text{ N/mm}^2 \\ = 657.267,06 \text{ N}$$

$$V^* \leq V_{uc}$$

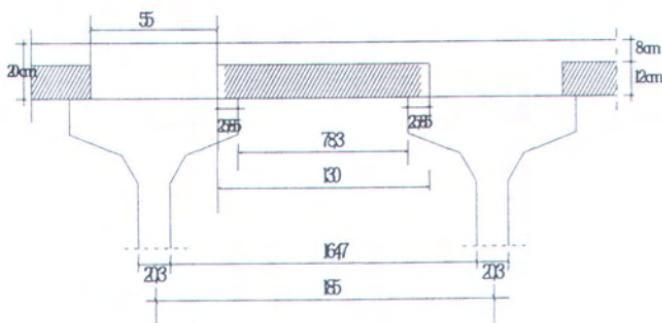
$260.000 \text{ N} \leq 657.267,06 \text{ N} \dots \text{ok! (Geser pons terkendali)}$

4.2.4 Perencanaan Plat Precast Lantai Kendaraan

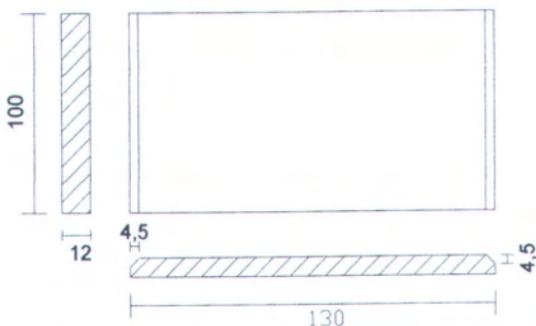
Plat precast lantai kendaraan ini direncanakan untuk mengurangi pemakaian perancah pada saat pelaksanaan konstruksi, setelah over topping dilakukan diharapkan dapat terbentuk susunan komposit antara plat precast dan plat cast in situ, sehingga plat precast juga dapat memberikan kontribusi dalam menahan beban yang bekerja pada plat lantai kendaraan. Plat precast lantai kendaraan tersebut direncanakan dengan dimensi seperti di bawah ini :



Gambar 4.11. Denah Plat Lantai



Gambar 4.12. Potongan A - A



Gambar 4.13. Dimensi untuk plat precast lantai kendaraan

Jarak antar tepi gelagar = $185 - 106,7 = 78,3$ cm = 0,783 m

Jarak antar tumpuan Plat = $78,3 + 517 = 130$ cm

A. Beban-beban yang bekerja

1. Beban mati (DL)

- Berat sendiri plat precast = $0,12 \times 2400$
= 288 Kg/m²

$$= 288 \text{ Kg/m}^2$$

q

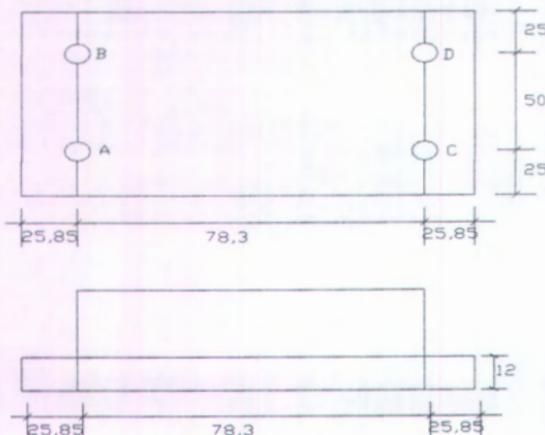
2. Beban hidup (LL)

- Berat pekerja = 100 Kg/m²

Beban total yang bekerja

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = (1,2 \times 288) + (1,6 \times 100) = \\ 505,60 \text{ Kg/m}^2$$

Momen yang terjadi pada tumpuan gaya angkat



Gambar 4.14. Letak gaya angkat Plat Precast

$$M = \frac{1}{2} q l^2 = \frac{1}{2} \times 505,60 \times 0,2585^2 = 16,89 \text{ Kgm} = \\ 16,89 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

B. Perhitungan Penulangan

Data perencanaan,

Baja : $f_y = 320 \text{ MPa}$

Beton : $f_c' = 30 \text{ MPa}$

\emptyset tulangan = 8 mm

$$d = 120 - 40 - 8/2 = 76 \text{ mm}$$

$$\rho' = \frac{Mu}{\varphi f_y (d - d') bd} = \frac{16,89 \times 10^4}{0,8 \cdot 320 \cdot 67 \cdot 44 \cdot 100067} = 0,0002'$$

$$\rho_{\min} = 0,0020$$

pakai $\rho_{\min} = 0,0020$

Tulangan melintang (arah x)

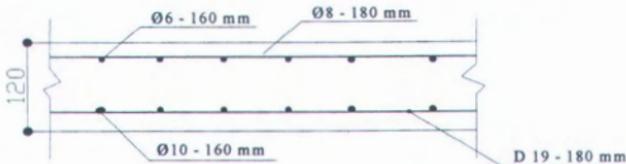
$$As' = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\varnothing 8 - 180$ ($As = 275 \text{ mm}^2$)

Tulangan memanjang (arah y)

$$As = 0,2 \times 148 = 29,6 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\varnothing 6 - 160$ ($As = 177 \text{ mm}^2$)

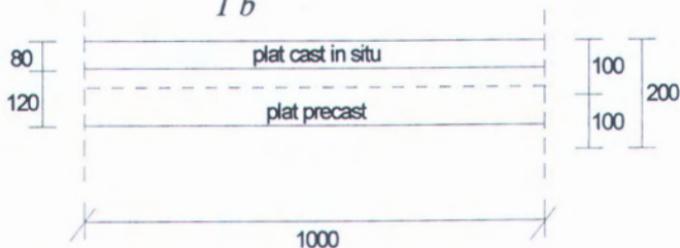


Gambar 4.15. Penulangan Plat Precast

C. Perhitungan shear connector pada plat precast

Shear connector diperlukan untuk menjamin bahwa antara plat precast dengan plat cast insitu sebagai overtopping dapat bekerja secara komposit. Perencanaan shear connector didasarkan pada rumus berikut :

$$v = \frac{\Delta V Q}{I b}$$



Gambar 4.16. Penampang plat lantai kendaraan

Berdasarkan gambar diatas maka dapat ditentukan :

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$I = 1/12 \times 1000 \times 200^3 = 6,667 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Q = 1000 \times 80 \times (100 - 40)^2 = 4,8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Delta V = 1000 \text{ N}$$

maka :

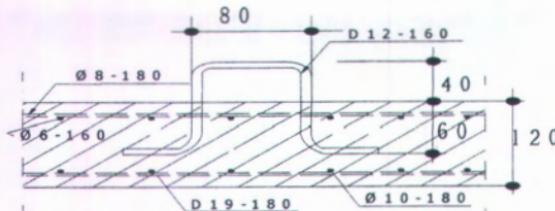
$$v = \frac{1000 \times 4,8 \times 10^6}{6,667 \times 10^8 \times 1000} = 0,432 \text{ N/mm}$$

Direncanakan shear connector $\phi 12$ ($A_v=113 \text{ mm}^2$), maka jarak shear connector:

$$s = \frac{\phi A_v f_y N}{b v} = \frac{0,85 \times (2 \times 113) \times 320 \times 1}{1000 \times 0,432} =$$

$$142,30 \text{ mm}$$

Dipakai shear connector $\phi 12$ – 160 arah melintang maupun memanjang



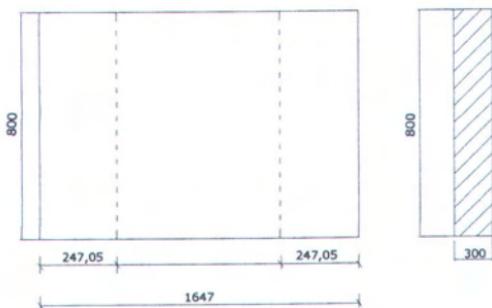
Gambar 4.17. Penampang shear connector

4.3 PERHITUNGAN DIAFRAGMA

Dalam perencanaan gelagar diafragma digunakan profil plat Precast dengan tebal 12 cm, jarak antar diafragma adalah 4 meter didekat tumpuan dan selanjutnya diambil jarak tiap 5 meter sehingga dalam 1 bentang terdapat 6 buah diafragma. Diafragma tidak menerima beban dari plat kendaraan tetapi berfungsi

sebagai pengaku lateral dari gelagar utama serta mengurangi lendutan yang terjadi pada gelagar utama.

$L = 185 - 20,3 = 164,7 \text{ cm}$, dimensi difragma dapat dilihat pada gambar 4.15 dibawah ini :



Gambar 4.18. Dimensi diafragma

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$q = 0,3 \times 0,8 \times 24 \text{ KN/m}^3 = 5,76 \text{ KN/m} = 5,76 \text{ N/mm}$$

$$q_u = 1,2 \times 5,76 = 6,912 \text{ N/mm}$$

$$\frac{ln}{d} = \frac{1647}{800} = 2,06 < 5 \text{ (termasuk balok tinggi)}$$

Letak penampang kritis

$$x = 0,15$$

$$ln = 0,15 \times 1647 = 247,05 \text{ mm}$$

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times ln - qu \times x$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 6,912 \times 1647 \right) - (6,912 \times 247,05) =$$

$$3984,42 \text{ N}$$

Kemampuan penampang menahan geser

$$V_n = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 800 = 876356,092 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,6 \times 876356,092$$

$$= 525813,65 \text{ N} > V_u = 3984,42 \text{ N} \rightarrow$$

penampang **Ok.**

Momen pada penampang kritis

$$M_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l_n \times x - \frac{1}{2} \times q_u \times x^2$$

$$=$$

$$\frac{1}{2} \times 6,912 \times 1647 \times 247,05 - \left(\frac{1}{2} \times 6,912 \times 247,05^2 \right)$$

$$= 1195284,03 \text{ Nmm}$$

Bagian dari penampang yang mengalami tarik pada tengah bentang, As :

$$As = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \frac{2}{3} h} = \frac{1195284,03}{0,8 \times 320 \times \frac{2}{3} \times 800} = 8,75$$

mm^2

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho = \frac{As}{b_w \cdot d} = \frac{8,75}{300 \times 800} = 0,00004 < \rho_{min} = 0,0044$$

(pakai ρ_{min})

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{3984,42 \times 800}{1195284,03} = 2,67$$

$$\left(3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right) = \left(3,5 - 2,5 \frac{1195284,03}{3984,42 \times 800} \right) = 2,562 \cdot (\text{pakai } 2,5)$$

$$V_c = 2,5 \left[\frac{\sqrt{f_c} + 120\rho \frac{V_{ud}}{M_u}}{7} \right] bw \times d$$

$$= 2,5 \left[\frac{\sqrt{30} + (120 \times 0,0044 \times 2,67)}{7} \right] 300 \times 800 = 59031,05 \text{ N}$$

$$V_{c_{\max}} = \frac{1}{2} \sqrt{f_c} \times bw \times d = \frac{1}{2} \sqrt{30} \times 300 \times 800 = 65726,07 \text{ N}$$

$$V_{c_{\max}} = 65726,07 \text{ N} > V_c = 59031,05 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

$$\varphi V_c = 0,6 \times 59031,05 = 35418,83 \text{ N} > V_u = 3984,42 \text{ N}$$

Pasang tulangan geser

$$s \leq \frac{d}{5} = \frac{800}{5} = 160 \text{ mm}$$

$$s \leq 500 \text{ mm}$$

Ambil $AV_{\min} = 2 \times \emptyset 10 (157 \text{ mm}^2)$

$$s = \frac{Av \cdot 3fy}{bw} = \frac{157 \times 3 \times 320}{300} = 502,4 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan geser $\emptyset 10 - 120$

Penulangan tarik balok Diafragma :

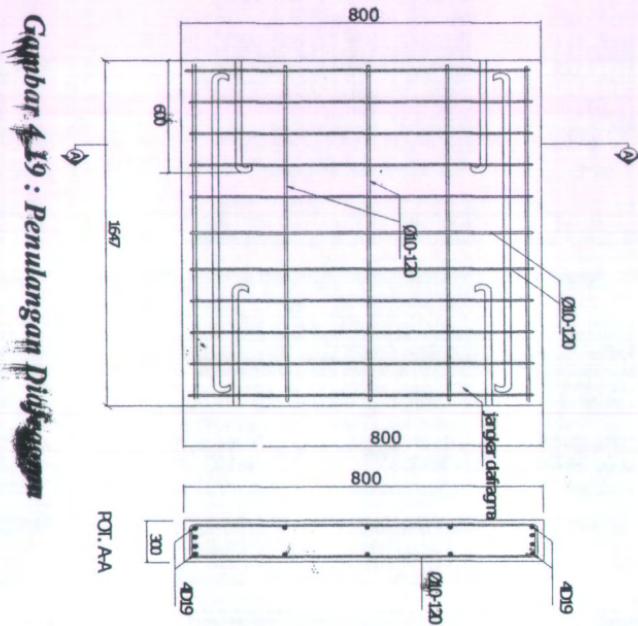
$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times ql^2 = \frac{1}{8} \times 691 \times 164^2 = 23436,04 \text{ Nm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$As_{\min} = 0,004 \times 300 \times 720,5 = 864,5 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan tarik 4 D 19 ($As = 1136 \text{ mm}^2$)

Sedangkan untuk tulangan tekan 4 D 19 ($As = 1136 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.19 : Penulangan plafon

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

5.1 PRELIMINARI DESAIN

5.1.1 Uraian Kondisi Jembatan

Jembatan Sukorame Kabupaten Trenggalek merupakan jembatan yang terletak didesa Sukorame kec. Gandusari. Dalam hubungannya dengan jaringan jalan raya, jembatan ini menempati posisi yang sangat penting sebagai jalan akses ke Tulungagung, juga dalam rangka menunjang pertumbuhan ekonomi di wilayah sekitarnya.

5.1.2 Desain Alternatif

a. Membagi bentang jembatan

Untuk perencanaan jembatan Sukorame ini diambil alternatif pembagian bentang jembatan sebagai berikut : 29 m + 29 m, yang mana gelagar-gelagar beton yang dipakai mempunyai bentang teoritis 29 m (antar As tumpuan).

b. Tinggi bebas jembatan

Tinggi bebas jembatan adalah 2.00 m dari muka air tertinggi. Selain itu disarankan pula bahwa jembatan yang akan dibangun di atas sungai boleh menggunakan pilar tengah asal tidak mengganggu aliran air.

c. Lebar jembatan

Lebar jembatan direncanakan lebih lebar dari rencana existing, yaitu 9 m. Lebar jembatan direncanakan sedemikian rupa sehingga lebar jembatan menjadi konstan sepanjang bentang yang dimaksudkan untuk mempermudah pelaksanaannya.

d. Merencanakan Dimensi Gelagar Utama



- Rumus pendekatan awal untuk menentukan tinggi balok (h) digunakan :

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

Jadi untuk dimensi gelagar utama ini direncanakan :

$$\begin{aligned} h &= \frac{29}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{29}{20} + 0,50 \\ &= 1,25 \text{ m} \leq h \leq 1,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas maka dipakai balok pratekan standar AASHTO-PCI tipe V dengan tinggi : 1600 mm (*buku Desain beton prategang T.Y lyn. Hal 245*) Dengan mengambil tinggi gelagar tengah bentang 1600 mm, tebal lantai kendaraan 200 mm serta tebal aspal 50 mm.

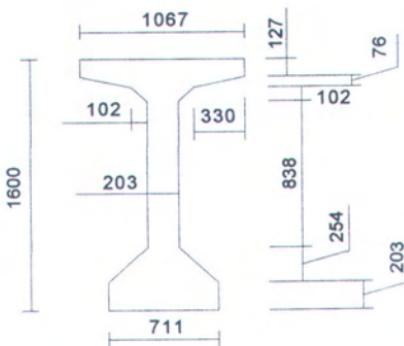
5.2 PERENCANAAN GELAGAR UTAMA

5.2.1 Karakteristik Gelagar

Bentang jembatan Sukorame 58 m, berdasarkan *T.Y lyn. Hal 245* maka dipakai balok pratekan standar AASTO-PCI tipe V.

a. Potongan gelagar pada tengah bentang

Dipakai balok pratekan standar AASHTO tipe V
Pada tengah bentang :



Gambar 5.1 Dimensi Balok AASHTO tipe V

Sifat-sifat :

$$A_c = 65,35 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$I = 2169 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_b = Y_b = 812 \text{ mm (dari bawah balok)}$$

$$Y_a = 1600 - 812 = 788 \text{ mm}$$

$$r^2 = \frac{I}{A_c} = \frac{2169 \times 10^8}{65,35 \times 10^4} = 331905,126 \text{ mm}^2$$

Kontrol kelangsungan balok

$$\rho = \frac{r^2}{Y_a \cdot Y_b} = \frac{331905,126}{788 \times 812} = 0,52$$

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

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

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

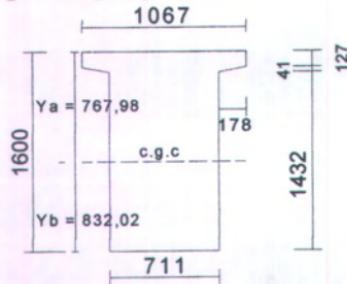
$$w_a = \frac{I}{Y_a} = \frac{2169 \times 10^8}{788} = 275253807,10 \text{ mm}^3$$

$$wb = \frac{I}{Yb} = \frac{2169 \times 10^8}{812} = 267118226,60 \text{ mm}^3$$

$$Ka = \frac{wb}{Ac} = \frac{267118226,60}{65,35 \times 10^4} = 408,75 \text{ mm}$$

$$Kb = \frac{wa}{Ac} = \frac{275253807,10}{65,35 \times 10^4} = 421,20 \text{ mm}$$

b. Potongan pada ujung balok



Gambar 5.2. Penampang Ujung Balok AASHTO tipe V

$$Ac = (711 \times 1432) + (41 \times \frac{711+1067}{2}) + (1067 \times 127) \\ = 1190110 \text{ mm}^2$$

$$Ya = \frac{(711 \times 1432 \times 884) + (41 \times \frac{711+1067}{2} \times 140,67) + (1067 \times 127 \times 63,5)}{1190110} \\ = 767,81 \text{ mm}$$

$$Yb = 1600 - 767,81 = 832,19 \text{ mm}$$

$$I = \left(\frac{1}{12} \times 1067 \times 127^3 \right) + \left(1067 \times 127 \times \left(767,81 - \frac{127}{2} \right)^2 \right) +$$

$$\begin{aligned}
 & \left(2 \left(\frac{1}{36} \times 178 \times 41^3 \right) + \left(\left(\frac{1}{2} \times 178 \times 41 \right) \times (76781 - 14066)^2 \right) \right) + \\
 & \left(\frac{1}{12} \times 711 \times 1473^3 \right) + \left(711 \times 1473 \times \left(83219 - \frac{1473}{2} \right)^2 \right) \\
 = & 2.6923 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 = 2.6923 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \\
 = & 26922608.7 \text{ cm}^4 \\
 r^2 = & \frac{I}{Ac} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{1190110} = 226222,78 \text{ mm}^2 \\
 wa = & \frac{I}{Ya} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{767,98} = 350569025,20 \text{ mm}^3 \\
 wb = & \frac{I}{Yb} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{832,02} = 323585971,50 \text{ mm}^3 \\
 Ka = & \frac{wb}{Ac} = \frac{323585971,50}{1190110} = 271,90 \text{ mm} \\
 Kb = & \frac{wa}{Ac} = \frac{350569025,20}{1190110} = 294,57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.2.2. Perhitungan Penampang Komposit

Pada perhitungan penampang komposit ini lebar pengganti plat beton bertulang atau lebar flens (bef) dihitung sebagai berikut :

Mutu beton pratekan $\rightarrow f_c' = 45 \text{ Mpa}$,

Mass Density = 2500 Kg/m^3 (TY. Lin, ACI).

$$\begin{aligned}
 Ec = (wc)^{1.5} \times 0,043\sqrt{f_c'} &= (2500)^{1.5} \times 0,043\sqrt{45} \\
 &= 36056,596 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Mutu beton bertulang $\rightarrow f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ Mpa},$$

Bef diambil nilai terkecil dari perumusan berikut :

1. bef = S, S = jarak antar gelagar utama yaitu 1850 mm

$$\text{bef} = 1850 \text{ mm}$$

2. bef = $8 \times t_s$, t_s = tebal plat beton jembatan = 200 mm

$$\text{bef} = 8 \times 200 = 1600 \text{ mm}$$

$$3. \text{ bef} = \frac{E_{c(\text{pelat})}}{E_{c(\text{balok})}} \times s = \frac{25742,96}{36056,596} \times 1,85 = 1,32 \text{ m}$$

$$\text{bef} = 1320 \text{ mm}$$

jadi diambil lebar flens terkecil = 1320 mm

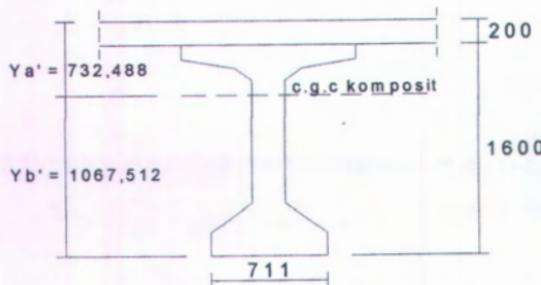
$$\text{Luas penampang plat} = 1320 \times 200 = 264000 \text{ mm}^2$$

Penampang Komposit :

- a. Potongan pada bentang tengah

Pada tengah bentang

$$\begin{aligned} A' \text{ komposit} &= A \text{ gelagar} + A \text{ plat} \\ &= 653500 + 264000 = 917500 \text{ mm}^2 \\ &= 9175 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 5.3 Penampang komposit pada lapangan

$$Y_b' = \frac{812 \times 65,35 \times 10^4 + 200 \times 1320 \times 1700}{917500} = 1067,512 \text{ mm}$$

$$Ya' = (1600 + 200) - 1067,512 = 732,488 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I' &= \left(\frac{1}{12} \times 1320 \times 200^3 \right) + \left(1320 \times 200 \times \left(732,488 - \frac{200}{2} \right)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 1067 \times 127^3 \right) + \left(1067 \times 127 \times (732,488 - 2635)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 407 \times 76^3 \right) + \left(407 \times 76 \times (732,488 - 365)^2 \right) + \\
 &\quad 2 \left(\left(\frac{1}{36} \times 330 \times 76^3 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 330 \times 76 \right) (732,488 - 35233)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 203 \times 102^3 \right) + \left(203 \times 102 \times (732,488 - 454)^2 \right) + \\
 &\quad 2 \left(\left(\frac{1}{36} \times 102 \times 102^3 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 102 \times 102 \right) (732,488 - 437)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 203 \times 838^3 \right) + \left(203 \times 838 \times (1067,512 - 876)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 203 \times 254^3 \right) + \left(203 \times 254 \times (1067,512 - 330)^2 \right) + \\
 &\quad 2 \left(\left(\frac{1}{36} \times 254 \times 254^3 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 254 \times 254 \right) (1067,512 - 2876)^2 \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 711 \times 203^3 \right) + \left(711 \times 203 \times (1067,512 - 1015)^2 \right) + \\
 &= 3,660 \times 10^{11} \text{ mm}^4 = 3,660 \times 10^7 \text{ cm}^4 \\
 &= 36600000 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$r^2 = \frac{I}{Ac'} = \frac{3,660 \times 10^7}{9175} = 3989,100 \text{ cm}^2$$

$$w_a' = \frac{I}{ya'} = \frac{3,66 \times 10^7}{73,3} = 499317,872 \text{ cm}^3$$

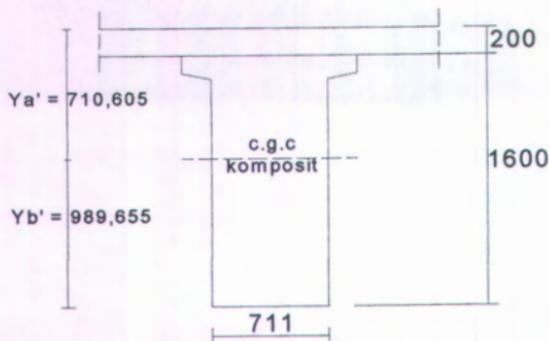
$$w_b' = \frac{I}{yb'} = \frac{3,66 \times 10^7}{106,7512} = 342853,289 \text{ cm}^3$$

$$k_a' = \frac{Wb'}{Ac'} = \frac{342853,289}{9175} = 37,37 \text{ cm}$$

$$k_b' = \frac{Wa'}{Ac'} = \frac{499317,872}{9175} = 54,42 \text{ cm}$$

b. Potongan pada ujung balok

$$A' \text{ komposit} = A \text{ gelagar} + A \text{ plat} \\ = 1190110 + 264000 = 1454110 \text{ mm}^2$$



Gambar 5.4. Penampang komposit pada ujung

$$Yb' = \frac{1190110 \times 832,02 + 200 \times 1320 \times 1700}{1454110} = 989,745 \text{ mm}$$

$$Ya' = (1600 + 200) - 989,605 = 810,255 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I' &= \left(\frac{1}{12} \times 1320 \times 20^3 \right) + \left(1320 \times 200 \times (810255 - 100^2) \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 1067 \times 12^3 \right) + \left(1067 \times 12 \times (810255 - 2635^2) \right) + \\
 &\quad 2 \left(\left(\frac{1}{36} \times 178 \times 41^3 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 178 \times 41 \right) (810255 - 340667) \right) + \\
 &\quad \left(\frac{1}{12} \times 71 \times 1473^3 \right) + \left(71 \times 1473 \times (989745 - 7365^2) \right) \\
 &= 4,3289 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 = 4,3289 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \\
 &\qquad\qquad\qquad = 43289000 \text{ cm}^4 \\
 r^2 &= \frac{I}{Ac'} = \frac{43289000}{14541,10} = 2977,00 \text{ cm}^2 \\
 wa' &= \frac{I}{ya'} = \frac{43289000}{81,0255} = 534263,90 \text{ cm}^3 \\
 wb' &= \frac{I}{yb'} = \frac{43289000}{98,9745} = 437375,28 \text{ cm}^3 \\
 ka' &= \frac{Wb'}{Ac'} = \frac{437375,28}{14541,10} = 30,08 \text{ cm} \\
 kb' &= \frac{Wa'}{Ac'} = \frac{534263,90}{14541,10} = 36,74 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.2.3 Perhitungan Pembebaan

Beban-beban yang bekerja pada gelagar utama adalah :

a. Berat sendiri gelagar / balok memanjang

- Pada lapangan tengah

$$\begin{aligned}
 Ac &= 65,35 \times 10^4 \text{ mm}^2 &= 0,6535 \text{ m}^2 \\
 q &= 0,6535 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 &= 16,33 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$qu_1 = q \times 1,2 \text{ koefisien kejut (PCI Design Hand book V-8)} \\ = 16,33 \text{ kN/m} \times 1,2 = 19,59 \text{ kN/m}$$

- Pada tumpuan ujung balok

$$Ac = 1190110 \text{ mm}^2 = 1,190110 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{1,190110 \times 1,5 \times 25 \text{ kN/m}^3}{29} = 1,54 \text{ kN/m}$$

$$qu_2 = q \times 1,2 \text{ koefisien kejut (PCI Design Hand book V-8)} \\ = 1,54 \text{ kN/m} \times 1,2 = 1,85 \text{ kN/m}$$

$$qG = (qu_1 + qu_2) \\ = (19,59 + 1,85) = 21,44 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati

- Lantai kendaraan dengan tebal 20 cm

$$q = 0,20 \times 1,85 \times 24 = 8,88 \text{ kN/m}$$

$$qu = q \times K_{MS}^U \text{ (faktor beban ultimate)} \\ = 8,88 \text{ kN/m} \times 1,3 = 11,544 \text{ kN/m}$$

- Aspal dengan tebal 5 cm

$$q = 0,05 \times 1,85 \times 22 = 2,035 \text{ kN/m}$$

$$qu = q \times K_{MA}^U \text{ (faktor beban ultimate)} \\ = 2,035 \text{ kN/m} \times 2 = 4,07 \text{ kN/m}$$

- Beban akibat peninggian trotoar + Sirtu + kerb 25 cm

$$q = \frac{0,10 \times 0,8 \times 2}{9} + \frac{0,15 \times 0,8 \times 16}{9} + \frac{0,25 \times 0,18 \times 24}{9} \\ = 0,547 \text{ kN/m}$$

$$qu = q \times K_{MA}^U \text{ (faktor beban ultimate)} \\ = 0,547 \text{ kN/m} \times 2 = 1,094 \text{ kN/m}$$

- Beban akibat tiang sandaran

$$q = \frac{0,10 \times 0,22 \times 1,25 \times 24 \times 15 \times 2}{58} = 0,34 \text{ kN/m}$$

$$qu = q \times K_{MA}^U \text{ (faktor beban ultimate)} \\ = 0,34 \text{ kN/m} \times 2 = 0,68 \text{ kN/m}$$

- Beban air hujan dengan tinggi 5 cm

$$q = 0,05 \times 10 \times 1,85 = 0,925 \text{ kN/m}$$

- Beban mati terpusat akibat difragma

$$\begin{aligned} P &= (1,85 - 0,203) \times 0,3 \times 0,8 \times 24 = 9,487 \text{ kN} \\ P_u &= q \times K_{MS}^U (\text{ faktor beban ultimate}) \\ &= 9,487 \text{ kN} \times 1,3 = 12,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Beban hidup

Jarak antara gelagar memanjang (s) = 185 cm = 1,85 m

Beban hidup lalu-lintas merata (UDL)

L = 29 meter, maka :

$$\begin{aligned} q &= 8.0(0.5+15/L)\text{kPa} \quad (\text{PPTJ BMS pasal} \\ &\quad 2.3.3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 8.0(0.5+15/29) \\ &= 8,138 \text{ kN/m}^2 \\ q' &= q \times S \times K_{TD}^U (\text{ faktor beban ultimate}) \\ &= 8,138 \times 1,85 \times 2 = 30,11 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban hidup lalu-lintas garis/terpusat (KEL)

$$P = 44 \text{ kN/m}$$

Untuk L < 50 meter terdapat faktor dinamik (DLA) sebesar 0,4

(Tabel 2.12 hal 2-20 BMS)

$$P = 44 \times (1 + DLA) \times K_{TD}^U (\text{ faktor beban ultimate})$$

$$P' = 44 \times (1 + 0,4) \times 2 = 227,92 \text{ kN/m}$$

Beban truk "T"

$$P = 100 \times (1 + DLA) \times K_{TT}^U (\text{ faktor beban ultimate})$$

$$P' = 100 \times (1+0,3) \times 2 = 260 \text{ kN}$$

Beban hidup lalu-lintas diposisikan sedemikian rupa untuk mendapatkan gaya dalam (momen, gaya lintang) maksimum/ paling kritis. Dalam perhitungan analisa struktur digunakan program bantu SAP2000.

5.2.4 Perhitungan Momen

Perhitungan momen pada balok menerus ini dihitung dengan cara statis tak tentu dimana balok terdiri atas 3 tumpuan yang diasumsikan sebagai sendi – rol – rol. Besarnya momen yang ditinjau adalah momen yang terjadi pada gelagar tengah (lapangan dan tumpuan), karena pada gelagar tengah terjadi pembebanan maksimum. Berdasarkan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan 1992, gelagar/balok yang dipinggir harus direncanakan minimum sama kekuatannya dengan gelagar/balok yang di tengah. Perhitungan momen dan Gaya gaya lintang dengan menggunakan bantuan Program SAP 2000 V 9.03.

Beban-beban yang diperhitungkan meliputi:

1. Beban sendiri gelagar/balok utama
2. Diafragma
3. Lantai kendaraan + Aspal + Muatan Sekunder + Air hujan
4. Beban hidup (beban kombinasi)

Perhitungan momen :

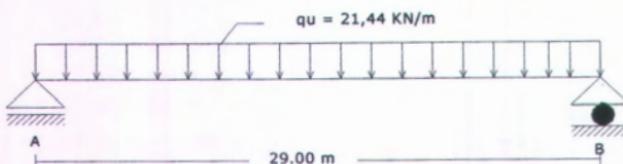
A. Statis Tertentu

1. Beban sendiri gelagar/balok utama

$$q_u = 21,44 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 27,872 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} x q x L^2 = \frac{1}{8} x 21,44 x 29^2 = 2253,88 \text{ kN/m}$$





Gambar 5.5. Beban dan Momen akibat berat sendiri balok

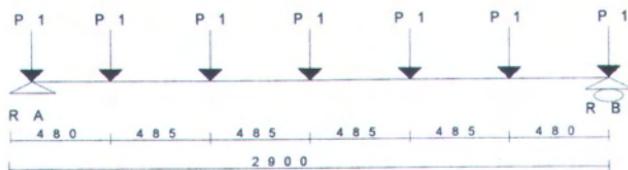
2. Diafragma

$$P_u = 12,333 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = \frac{(29+24,2+19,35+14,5+9,65+4,8+0) \times 12,333}{29}$$

$$= 43,1655 \text{ KN}$$

$$M_u = (43,1655 \times 29) - ((14,5+9,7+4,85+0) \times 12,333) \\ = 267,6261 \text{ kN}$$

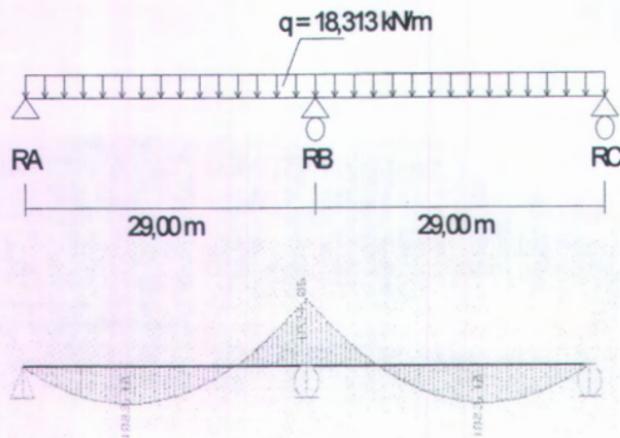


Gambar 5.6. Beban dan Momen akibat diafragma

B. Statis Tak Tentu

- Plat Lantai + Aspal + Muatan sekunder + Air hujan

$$q = 11,544 + 4,07 + (1,094 + 0,68) + 0,925 \\ = 18,313 \text{ kN/m}$$



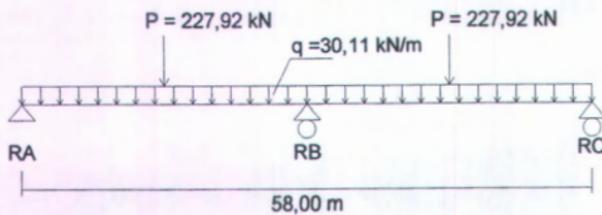
Gambar 5.7. Beban dan Momen akibat Beban sekunder

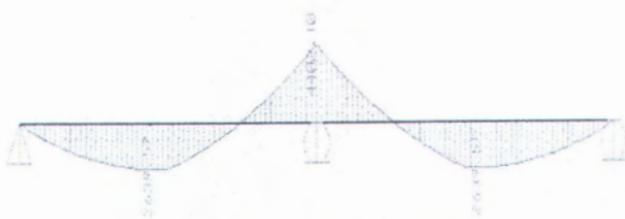
2. Beban hidup

A. Akibat Beban "D"

$$\begin{array}{ll} \text{UDL} & q' = 30,11 \text{ kN/m} \\ \text{KEL} & P' = 227,92 \text{ kN} \end{array}$$

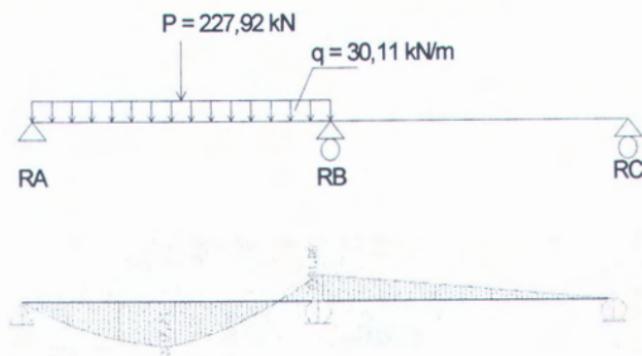
a. Momen Maximum pada Pilar B





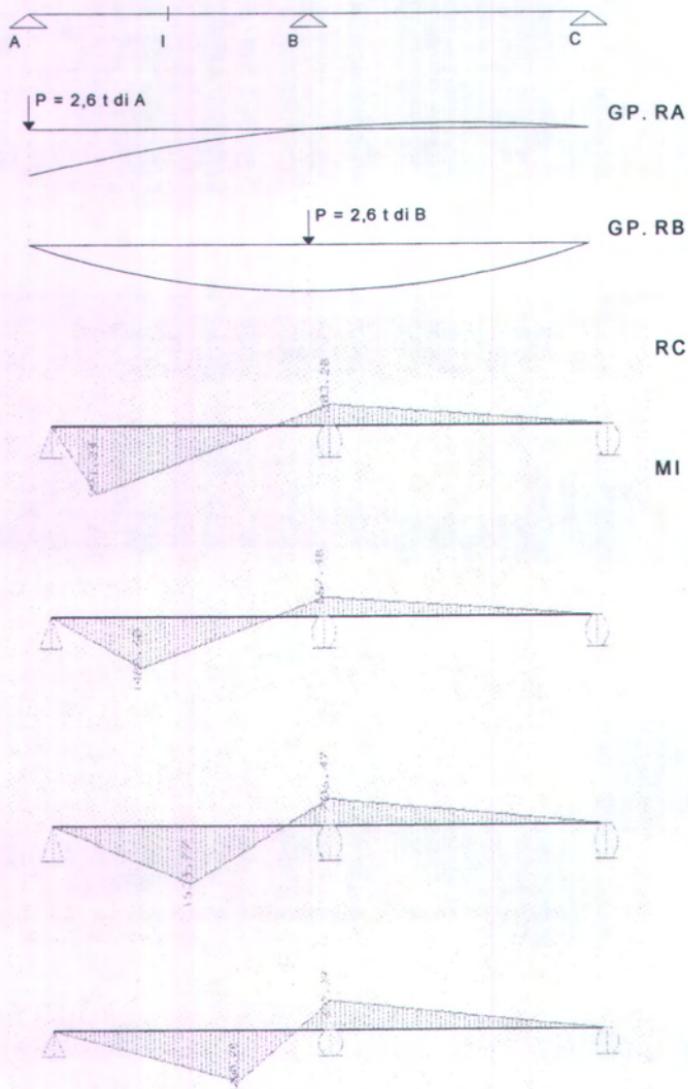
Gambar 5.8. Beban dan Momen akibat beban hidup kombinasi A

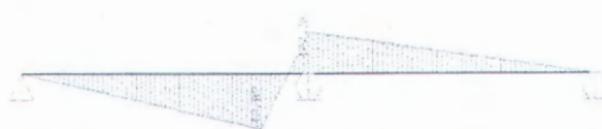
b. Momen Maximum pada bentang A - B



Gambar 5.9. Beban dan Momen akibat beban hidup kombinasi B

B. Akibat Beban "T"
 Truk T = 260 kN





Gambar 5.10 : Garis Pengaruh pada Statis Tak Tentu ditinjau pada titik diafragma

Beban hidup lalu-lintas diambil momen total yang paling besar yaitu momen yang terjadi pada beban "D".

Perhitungan momen Akhir hasil Output SAP 2000, akan ditampilkan dalam bentuk Tabel yang bisa dilihat dibawah ini.

Tabel 5.1 Momen Maksimum Akibat Beban Gelagar dan Beban Diafragma

X m	M. Akibat Beban Gelagar kNm	M. Diafragma kNm
0	2.27E-13	2.84E-14
1	300.16	30.8325
2	578.88	61.665
3	836.16	92.4975
4	1072	123.33
5	1286.4	151.6959
6	1479.36	170.1954
7	1650.88	188.6949
8	1800.96	207.1944
9	1929.6	225.6939
10	2036.8	239.87685
11	2122.56	246.04335
12	2186.88	252.20985
13	2229.76	258.37635
14	2251.2	264.54285
14.5	2253.88	267.6261

15	2251.2	264.54285
16	2229.76	258.37635
17	2186.88	252.20985
18	2122.56	246.04335
19	2036.8	239.87685
20	1929.6	225.6939
21	1800.96	207.1944
22	1650.88	188.6949
23	1479.36	170.1954
24	1286.4	151.6959
25	1072	123.33
26	836.16	92.4975
27	578.88	61.665
28	300.16	30.8325
29	-4.03E-12	2.49E-14

Tabel 5.2 Momen Maksimum Akibat Beban Plat Lantai dan Lalu Lintas

X	M. Akibat Plat Lantai dan Aspal	M. Akibat Beban Lalu Lintas
m	kNm	kNm
0	8.78E-14	-9.18E-14
1	190.0355044	383.7034876
2	361.7580088	737.2969751
3	515.1675131	1060.780463
4	650.2640175	1354.15395
5	767.0475219	1617.417438
6	865.5180263	1850.570925
7	945.6755306	2053.614413
8	1007.520035	2226.5479
9	1051.051539	2369.371388
10	1076.270044	2482.084876
11	1083.175548	2564.688363

12	1071.768053	2617.181851
13	1042.047557	2639.565338
14	994.0140613	2631.838826
14.5	927.6675656	2616.68432
15	887.6269428	2480.042313
16	793.8109472	2184.175801
17	681.6819516	1858.199288
18	551.2399559	1502.112776
19	402.4849603	1115.916264
20	235.4169647	699.6097511
21	50.03596907	253.1932387
22	-153.6580266	-223.3332738
23	-375.6650222	-729.9697862
24	-615.9850178	-1266.716299
25	-874.6180134	-1833.572811
26	-1151.564009	-2430.539324
27	-1446.823005	-3057.615836
28	-1760.395	-3714.802348
29	-1924.048373	-4402.098861

Tabel 5.3 Hasil Rekapitulasi Perhitungan momen

X	Ac	I	M. Gelagar	M. Diafragma	M. Plat + Sekunder	M. Lalu Lintas	M. Total service
m	cm ²	cm ⁴	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
0	11901,1	26922609	2.27E-13	2.84E-14	8.78E-14	-9.18E-14	2.52E-13
1	11901,1	26922609	300.16	30.8325	190.0355044	383.70349	9.05E+02
2	11901,1	26922609	578.88	61.665	361.7580088	737.29698	1.74E+03
3	11901,1	26922609	836.16	92.4975	515.1675131	1060.7805	2.50E+03
4	6535	21690000	1072	123.33	650.2640175	1354.154	3.20E+03
5	6535	21690000	1286.4	151.6959	767.0475219	1617.4174	3.82E+03
6	6535	21690000	1479.36	170.1954	865.5180263	1850.5709	4.37E+03

7	6535	21690000	1650.88	188.6949	945.6755306	2053.6144	4.84E+03
8	6535	21690000	1800.96	207.1944	1007.520035	2226.5479	5.24E+03
9	6535	21690000	1929.6	225.6939	1051.051539	2369.3714	5.58E+03
10	6535	21690000	2036.8	239.87685	1076.270044	2482.0849	5.84E+03
11	6535	21690000	2122.56	246.04335	1083.175548	2564.6884	6.02E+03
12	6535	21690000	2186.88	252.20985	1071.768053	2617.1819	6.13E+03
13	6535	21690000	2229.76	258.37635	1042.047557	2639.5653	6.17E+03
14	6535	21690000	2251.2	264.54285	994.0140613	2631.8388	6.14E+03
14.5	6535	21690000	2253.88	267.6261	927.6675656	2616.6843	6.07E+03
15	6535	21690000	2251.2	264.54285	887.6269428	2480.0423	5.88E+03
16	6535	21690000	2229.76	258.37635	793.8109472	2184.1758	5.47E+03
17	6535	21690000	2186.88	252.20985	681.6819516	1858.1993	4.98E+03
18	6535	21690000	2122.56	246.04335	551.2399559	1502.1128	4.42E+03
19	6535	21690000	2036.8	239.87685	402.4849603	1115.9163	3.80E+03
20	6535	21690000	1929.6	225.6939	235.4169647	699.60975	3.09E+03
21	6535	21690000	1800.96	207.1944	50.03596907	253.19324	2.31E+03
22	6535	21690000	1650.88	188.6949	153.6580266	-223.33327	1.46E+03
23	6535	21690000	1479.36	170.1954	375.6650222	-729.96979	5.44E+02
24	6535	21690000	1286.4	151.6959	615.9850178	-1266.7163	4.45E+02
25	6535	21690000	1072	123.33	874.6180134	-1833.5728	1.51E+03
26	6535	21690000	836.16	92.4975	1151.564009	-2430.5393	2.65E+03
27	6535	21690000	578.88	61.665	1446.823005	-3057.6158	3.86E+03
28	6535	21690000	300.16	30.8325	-1760.395	-3714.8023	5.14E+03
29	6535	21690000	-4.03E-12	2.49E-14	1924.048373	2616.68432	6.93E+02

5.2.5 Perhitungan Gaya Prategang

Perencanaan pelaksanaan stressing pada girder ini dilakukan dengan dua sistem, yaitu:

- Stressing pada girder sepanjang 29 meter untuk beban mati sebagai balok sederhana sebelum pengangkatan.

- b. Stressing pada girder sepanjang 58 meter untuk beban hidup sebagai bentang menerus di atas tiga tumpuan.

Berdasarkan perencanaan tersebut, maka perhitungan ditinjau pada saat stressing awal dan saat stressing sebagai balok menerus.

Dari output SAP 2000, momen (+) maksimum terjadi pada tengah bentang yaitu titik D dan momen maximum dititik B. Berdasarkan keadaan tersebut maka untuk perhitungan diambil hanya pada section tertentu yaitu :

- Pada section tengah bentang (titik D) dimana momen (+) maksimum
- Pada section tumpuan tengah (titik B) dimana terjadi momen (-) maksimum

Dengan mengetahui nilai – nilai dari tegangan ijin bahan dan karakteristik penampang serta momen Mp dan Mc, maka batasan Fo dapat ditentukan.

Kriteria tegangan ijin bahan :

(pada bab III Metodologi Perancangan, hal 5)

1. Beton Pratekan (SNI 03-2847-2002 ps-20.4)

- Pada saat transfer
 f_{ci} direncanakan pada umur beton 21 hari sebesar $95\% \times 45 = 42.75 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} \text{Tekan} &= 0.6 f_{ci} = 0.6 \times 42.75 = 25.65 \text{ Mpa} \\ &\rightarrow \sigma_{ci} = 256.50 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tarik} &= 0.25 \times \sqrt{f'_c} = 0.25 \times \sqrt{45} = 1.677 \text{ Mpa} \\ &\rightarrow \sigma_{ti} = 16.77 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk bentang sederhana;

$$\begin{aligned} \text{Tarik} &= 0.50 \times \sqrt{f'_c} = 0.50 \times \sqrt{45} = 3.35 \text{ Mpa} \rightarrow \\ &\sigma_{ti} = 33.54 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Pada saat service load (pembebatan penuh)

$$\text{Tekan} = 0.45 f_c' = 0.45 \times 45 = 20.25 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \sigma_{cs} = 202.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tarik} = 0.5 \times \sqrt{f_c'} = 0.5 \times \sqrt{45} = 3.354 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \sigma_{ts} = 33.54 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Baja Prategang

Tegangan tarik pada tendon prategang adalah sebagai berikut :

- Baja Prategang Grade 270 (f_{pu}) = 1860 Mpa
- Modulus Elastisitas Es = 200.000 Mpa
- Tegangan putus kabel f_{pu} = 1860 Mpa
(Peraturan ACI, TY Lin jilid 1 hlmn 29)
- Pada saat jakcing adalah sebesar $0.80s f_{pu} = 0.80 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa}$.
- Setelah diangker adalah sebesar $0.70 f_{pu} = 0.70 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$.

Nilai – nilai dari tegangan ijin bahan dan karakteristik penampang sebagai berikut :

- Tegangan beton saat transfer
 $\sigma_{ci} = 256,50 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{ti} = 16,77 \text{ Kg/cm}^2$
- Tegangan beton saat service Load
 $\sigma_{cs} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{ts} = 0 \text{ Kg/cm}^2$

Desain untuk menahan momen akibat berat sendiri gelagar dan diafragma. Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$M_G = 2253.88 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{diafragma}} = 267.6261 \text{ kNm}$$

$$M_T = 2521,506 \text{ kNm}$$

$$F_1 = \frac{Mt}{0,65 \cdot h}, \text{ dimana } Mt = M_{\max} = 2521,506 \text{ KN.m} = 25215060 \text{ Kg.cm}$$

$$= \frac{25215060}{0,65 \times 160} = 242452,5 \text{ Kg} = 250000 \text{ Kg}$$

Untuk sistem pasca tarik (post tension) kehilangan pratekan diasumsikan sebesar = 20%

$$F_o = \frac{F}{0,80} = \frac{250000}{0,80} = 312500 \text{ Kg}$$

Dipakai $F_o = 312500 \text{ Kg}$

Desain untuk menahan momen akibat Plat Lantai dan Lalu Lintas. Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\begin{aligned} M_{\text{plat}} &= 1083,176 \text{ kNm} \\ M_{\text{LL}} &= 2639,565 \text{ kNm} \\ M_T &= 3722,741 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$F_2 = \frac{Mt}{0,65 \cdot h}, \text{ dimana } Mt = M_{\max} = 3722,741 \text{ KN.m} = 37227410 \text{ Kg.cm}$$

$$= \frac{37227410}{0,65 \times 160} = 357955,865 \text{ Kg} = 360000 \text{ Kg}$$

Untuk sistem pasca tarik (post tension) kehilangan pratekan diasumsikan sebesar = 20%

$$F_o = \frac{F}{0,80} = \frac{360000}{0,80} = 450000 \text{ Kg}$$

Dipakai $F_o = 450000 \text{ Kg}$

Sehingga untuk perencanaan gaya prategang awal digunakan :

$$\begin{aligned} F_o &= 762500 \text{ kg} \\ F &= 610000 \text{ kg} \end{aligned}$$



5.2.6 Perhitungan Daerah Limit Kabel

Daerah limit c.g.s adalah daerah yang merupakan batas untuk lokasi c.g.s dan selama c.g.s diletakkan pada daerah tersebut tegangan-tegangan yang terjadi pada suatu penampang yang ditinjau tidak akan melampaui batas-batas tegangan yang diijinkan, baik pada keadaan setelah transfer maupun pada keadaan setelah pembebatan penuh. Untuk penempang yang mengalami lenturan akibat momen positif, daerah limit c.g.s ditentukan sebagai berikut :

$$1. \text{ Batas atas } (a_{\max}) = \frac{M_{\max}}{F} \text{ juga } (a_G) \frac{M_G}{F_0}, \text{ diukur}$$

dari kern atas (ka) arah ke bawah

$$2. \text{ Batas bawah } (a_{\min}) = \frac{M_{\min}}{F} \text{ juga } (a_G) \frac{M_G}{F_0}, \text{ diukur}$$

dari kern bawah (kb) arah ke bawah

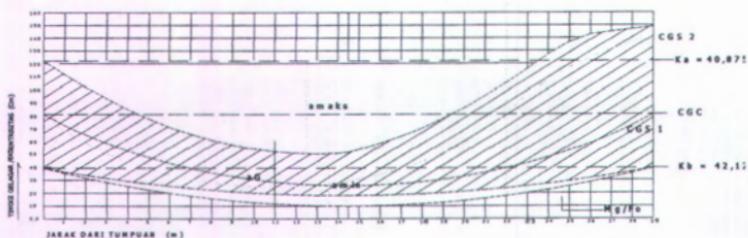
Perhitungan daerah limit kabel dinyatakan pada tabel berikut :

Tabel 5.4 Perhitungan daerah limit kabel

x (m)	M _G (KN-m)	M _{min} (KN-m)	M _{maks} (KN-m)	a _{min} Mmin/F (cm)	a _{maks} Mmaks/F (cm)	a _G M _G /F ₀ (cm)
0	2.27E-13	2.56E-13	0.000	0.000	0.000	0.000
1	3.00E+02	3.31E+02	904.731	3.849	10.520	2.792
2	5.79E+02	6.41E+02	1739.600	7.448	20.228	5.385
3	8.36E+02	9.29E+02	2504.605	10.798	29.123	7.778
4	1.07E+03	1.20E+03	3199.748	13.899	37.206	9.972
5	1.29E+03	1.44E+03	3822.561	16.722	44.448	11.967
6	1.48E+03	1.65E+03	4365.644	19.181	50.763	13.761
7	1.65E+03	1.84E+03	4838.865	21.390	56.266	15.357
8	1.80E+03	2.01E+03	5242.222	23.351	60.956	16.753

9	1.93E+03	2.16E+03	5575.717	25.062	64.834	17.950
10	2.04E+03	2.28E+03	5835.032	26.473	67.849	18.947
11	2.12E+03	2.37E+03	6016.467	27.542	69.959	19.745
12	2.19E+03	2.44E+03	6128.040	28.362	71.256	20.343
13	2.23E+03	2.49E+03	6169.749	28.932	71.741	20.742
14	2.25E+03	2.52E+03	6141.596	29.253	71.414	20.941
14.5	2.25E+03	2.52E+03	6065.858	29.320	70.533	20.966
15	2.25E+03	2.52E+03	5883.412	29.253	68.412	20.941
16	2.23E+03	2.49E+03	5466.123	28.932	63.560	20.742
17	2.19E+03	2.44E+03	4978.971	28.362	57.895	20.343
18	2.12E+03	2.37E+03	4421.956	27.542	51.418	19.745
19	2.04E+03	2.28E+03	3795.078	26.473	44.129	18.947
20	1.93E+03	2.16E+03	3090.321	25.062	35.934	17.950
21	1.80E+03	2.01E+03	2311.384	23.351	26.877	16.753
22	1.65E+03	1.84E+03	1462.584	21.390	17.007	15.357
23	1.48E+03	1.65E+03	543.921	19.181	6.325	13.761
24	1.29E+03	1.44E+03	-444.605	16.722	-5.170	11.967
25	1.07E+03	1.20E+03	1512.861	13.899	-17.591	9.972
26	8.36E+02	9.29E+02	2653.446	10.798	-30.854	7.778
27	5.79E+02	6.41E+02	3863.894	7.448	-44.929	5.385
28	3.00E+02	3.31E+02	5144.205	3.849	-59.816	2.792
29	-4.03E-12	-4.00E-12	6326.147	0.000	-73.560	0.000

Nilai a_{\min} , a_{\max} , a_G , diplot pada grafik, maka dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 5.10.. Daerah limit kabel

5.2.7 Menentukan Banyaknya Kabel

Jenis dan karakteristik kabel yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM-A416
- Sistem kawat untaian (strand) ganda VSL
- Diameter nominal = 0,60 inch \approx 15,24 mm
- Luas tampang nominal = 140,00 mm²
- Modulus elastisitas (Es) = $1,9 \cdot 10^6$ Kg/cm²
- Ultimate tensile strength = 18600 Kg/cm²

Dari tabel VSL diperoleh data-data sebagai berikut :

- Direncanakan menggunakan tendon type VSL 19 Sc dengan beban karakteristik 3500 KN
- Diameter selongsong = 84 mm
- Angker hidup type 19 Sc
- Angker mati type 19 P

Besar gaya pratekan untuk satu kabel (fpe) pada statis tertentu :

$$fpe = 70\% \cdot 18600 = 13020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Luas perlu (Aps)} = \frac{F_o}{fpe} = \frac{312500}{13020} = 24,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{\text{Aps}}{\text{A1}} = \frac{24,00}{1,40} = 17,14$$

Jadi digunakan 1 tendon 18 strand

Besar gaya pratekan untuk satu kabel (fpe) pada statis tak tertentu :

$$\text{fpe} = 70\% \cdot 18600 = 13020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Luas perlu (Aps)} = \frac{\text{Fo}}{\text{fpe}} = \frac{450000}{13020} = 34,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah kabel (n)} = \frac{\text{Aps}}{\text{A1}} = \frac{34,56}{1,40} = 24,69$$

Jadi digunakan 2 tendon masing-masing @ 13 strand = 26 strand

Tabel 5.5 Rekapitulasi Jumlah Strand

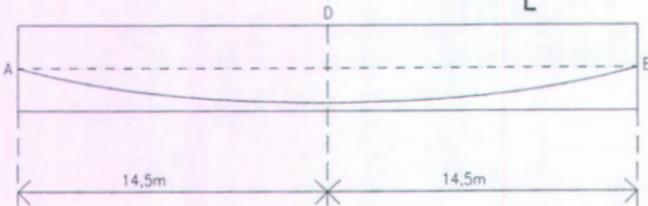
Desain	A1 (cm ²)	Fo (Kg)	Aps = Fo/fpe (cm ²)	Jumlah strand
Statis tertentu	1,40	312500	24,00	18 strand
				dipasang pada
				1 tendon
Statis Tak Tentu	1,40	450000	34,56	26 strand
				dipasang pada
				2 tendon

5.2.8 Perencanaan Letak Koordinat Kabel

Lintasan kabel direncanakan dengan menganggap bahwa lintasan kabel untuk bentang AB dan BC adalah simetris sehingga cukup dihitung untuk satu bentang saja. Lintasan kabel untuk satu bentang (untuk bentang selanjutnya adalah sama) dibagi menjadi 2 buah parabola. Karena penampang balok ditumpuan dengan

dilapangan adalah berbeda, maka persamaan lintasan kabel didasarkan pada suatu garis yang menghubungkan antara titik berat penampang ditumpuan horisontal ke tengah bentang (garis AB).

$$\text{Persamaan parabola : } Y_1 = \frac{4.f.X.(L-X)}{L^2}$$



Gambar 5.11. Rencana letak kabel

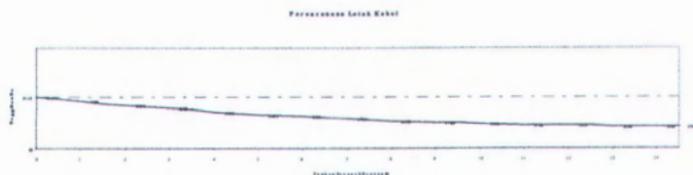
Tabel 5.6 Perencanaan Lintasan Tendon 1

X (m)	L-X (m)	X.(L-X) (m)	Tendon 1			X (m)	L-X (m)	X.(L-X) (m)	Tendon 1		
			Y1 (cm)	Y2 (cm)	Z (cm)				Y1 (cm)	Y2 (cm)	Z (cm)
0	29.00	0.00	0.00	81.20	0.00	15.00	14.00	210.00	66.12	35.05	0.00
1.00	28.00	28.00	6.15	75.05	0.00	16.00	13.00	208.00	65.49	35.49	0.00
2.00	27.00	54.00	11.87	69.33	0.00	17.00	12.00	204.00	64.23	36.37	0.00
3.00	26.00	78.00	17.14	64.06	0.00	18.00	11.00	198.00	62.34	37.69	0.00
4.00	25.00	100.00	21.97	59.23	0.00	19.00	10.00	190.00	59.82	39.45	0.00
5.00	24.00	120.00	26.37	54.83	0.00	20.00	9.00	180.00	56.68	41.65	0.00
6.00	23.00	138.00	30.32	50.88	0.00	21.00	8.00	168.00	52.90	44.28	0.00
7.00	22.00	154.00	33.84	47.36	0.00	22.00	7.00	154.00	48.49	47.36	0.00
8.00	21.00	168.00	36.92	44.28	0.00	23.00	6.00	138.00	43.45	50.88	0.00
9.00	20.00	180.00	39.55	41.65	0.00	24.00	5.00	120.00	37.78	54.83	0.00
10.00	19.00	190.00	41.75	39.45	0.00	25.00	4.00	100.00	31.49	59.23	0.00

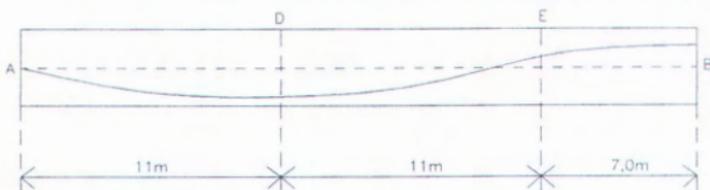
11.00	18.00	198.00	43.51	37.69	0.00	26.00	3.00	78.00	24.56	64.06	0.00
12.00	17.00	204.00	44.83	36.37	0.00	27.00	2.00	54.00	17.00	69.33	0.00
13.00	16.00	208.00	45.71	35.49	0.00	28.00	1.00	28.00	8.82	75.05	0.00
14.00	15.00	210.00	46.15	35.05	0.00	29.00	0.00	0.00	0.00	81.20	0.00
14.50	14.50	210.25	66.20	35.00	0.00						

catatan : - eo diukur dari cgc, jika (+) kebawah dan (-) keatas

- y diukur dari tepi bawah
- z diukur dari center line, jika (+) kekanan dan (-) kekiri



Gambar 5.12 : Gambar Lintasan CGS (eo) rencana Tendon 1



Gambar 5.13. Rencana letak kabel 2 dan 3

Nilai dari koefisien-koefisien persamaan lintasan berdasarkan garis AB adalah sebagai berikut:

- Letak c.g.s. di A (YA) dari garis AB:

$$YA = 0$$

- Letak c.g.s. di D (YD) dari garis AB: (ke bawah)

$$YD = 46,12 \text{ cm}$$

- Letak c.g.s. di B (YB) dari garis AB: (ke atas)

$$YB = 63,8 \text{ cm}$$

- Koefisien β dan β_1 yang tergantung pada YA, YB, dan YD:

$$\beta = \frac{YA}{YB} = 0 \quad \beta_1 = \frac{YD}{YB} = -0,724$$

- Koefisien α dan α_1 tergantung pada panjang dari segmen parabola:

$$\text{Parabola I } (\alpha L) = 11 \text{ m, maka } \alpha = 11/29 = 0,379$$

$$\text{Parabola II } (1 - \alpha - \alpha_1)L = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Parabola III } (\alpha_1 L) &= 7 \text{ m, maka } \alpha_1 = 7,0/29 \\ &= 0,24 \end{aligned}$$

- Koefisien λ dan μ

$$\lambda = \frac{1 - \beta_1}{(1 - \alpha)(1 - \alpha - \alpha_1)} = \frac{1 - (-0,724)}{(1 - 0,379)(1 - 0,379 - 0,24)} = 7,286$$

$$\mu = \frac{1 - \beta_1}{\alpha_1(1 - \alpha)} = \frac{1 - (-0,724)}{0,24(1 - 0,379)} = 11,567$$

Perhitungan eo pada segmen AD, DE, dan EB dinyatakan dalam tabel-tabel berikut ini:

- Parabola I ($0 \leq x \leq 11 \text{ m}$)

$$e0(x) = e0B \left(-(\beta_1 - \beta) \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{x}{L} \right)^2 + 2(\beta_1 - \beta) \frac{x}{\alpha L} + \beta \right)$$

Tabel 5.7 Perhitungan Lintasan Kabel segmen AD

X (m)	$-(\beta_1 - \beta) \frac{1}{\alpha^2} \left(\frac{x}{L} \right)^2$	$2(\beta_1 - \beta) \frac{x}{\alpha L} + \beta$	eo (cm)
0.00	0.000	0.000	0.0
1.00	0.006	-0.132	8.02
2.00	0.024	-0.263	15.27
3.00	0.054	-0.395	21.75
4.00	0.096	-0.527	27.48
5.00	0.150	-0.658	32.43
6.00	0.216	-0.790	36.63
7.00	0.294	-0.921	40.05
8.00	0.384	-1.053	42.72
9.00	0.485	-1.185	44.61
10.00	0.599	-1.316	45.75
11.00	0.725	-1.448	46.12

- Parabola II ($11 < x \leq 22$ m)

$$e0(x) = e0B \left(\lambda \left(\frac{x}{L} \right)^2 - 2\alpha\lambda \frac{x}{L} + \lambda\alpha^2 + \beta_1 \right)$$

Tabel 5.8 Perhitungan Lintasan Kabel segmen DE

X (m)	$\lambda \left(\frac{x}{L} \right)^2$	$2\alpha\lambda \left(\frac{x}{L} \right)$	$\lambda\alpha^2$	β_1	eo (cm)
12.00	1.248	2.285	1.047	-0.724	45.63
13.00	1.464	2.476	1.047	-0.724	43.96
14.00	1.698	2.666	1.047	-0.724	41.19
14.50	1.822	2.761	1.047	-0.724	39.39
15.00	1.949	2.857	1.047	-0.724	37.31
16.00	2.218	3.047	1.047	-0.724	32.32
17.00	2.504	3.237	1.047	-0.724	26.23
18.00	2.807	3.428	1.047	-0.724	19.04
19.00	3.128	3.618	1.047	-0.724	10.74
20.00	3.465	3.809	1.047	-0.724	1.33
21.00	3.821	3.999	1.047	-0.724	-9.18
22.00	4.193	4.190	1.047	-0.724	-20.80

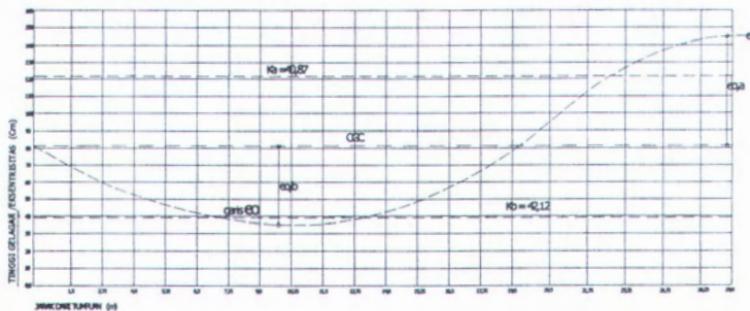
- Parabola III ($22 < x \leq 29,0$ m)

$$e0(x) = e0B \left(-\mu \left(\frac{x}{L} \right)^2 + 2\mu \left(\frac{x}{L} \right) - \mu + 1 \right)$$

Tabel 5.9 Perhitungan Lintasan Kabel segmen EB

X (m)	$-\mu \left(\frac{x}{L} \right)^2$	$2\mu \left(\frac{x}{L} \right)$	μ	eo (cm)
23	-7.276	18.348	11.567	-32.21
24	-7.922	19.145	11.567	-41.86
25	-8.596	19.943	11.567	-49.76
26	-9.298	20.741	11.567	-55.90
27	-10.027	21.539	11.567	-60.29
28	-10.783	22.336	11.567	-62.92
29	-11.567	23.134	11.567	-63.80

Hasil perhitungan garis eo dapat dilihat pada gambar 5.14 dibawah ini



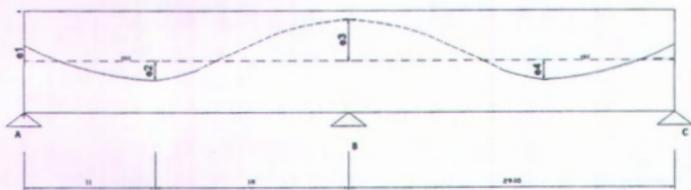
Gambar 5.14 : Gambar Lintasan CGS (eo) rencana Tendon 2 dan 3

Tabel 5.10 Tata Letak Tendon

X (m)	Tendon 3			Tendon 1			Tendon 2		
	eo (cm)	y (cm)	z (cm)	eo (cm)	y (cm)	z (cm)	eo (cm)	y (cm)	z (cm)
0.00	30.00	51.20	0.00	0.00	81.20	0.00	30.00	111.20	0.00
1.00	31.47	49.73	1.52	6.15	75.05	0.00	19.28	100.48	-1.52
2.00	32.94	48.26	2.89	11.87	69.33	0.00	-9.30	90.50	-2.89
3.00	34.41	46.79	4.12	17.14	64.06	0.00	-0.09	81.29	-4.12
4.00	35.88	45.32	5.21	21.97	59.23	0.00	8.37	72.83	-5.21
5.00	37.35	43.85	6.15	26.37	54.83	0.00	16.05	65.15	-6.15
6.00	38.82	42.38	6.94	30.32	50.88	0.00	22.98	58.22	-6.94
7.00	40.29	40.91	7.59	33.84	47.36	0.00	29.13	52.07	-7.59
8.00	41.76	39.44	8.10	36.92	44.28	0.00	34.53	46.67	-8.10
9.00	43.23	37.97	8.46	39.55	41.65	0.00	39.15	42.05	-8.46
10.00	44.70	36.50	8.68	41.75	39.45	0.00	43.02	38.18	-8.68
11.00	46.12	35.08	8.75	43.51	37.69	0.00	46.12	35.08	-8.75

12.00	45.63	35.57	8.68	44.83	36.37	0.00	45.63	35.57	-8.68
13.00	43.96	37.24	8.46	45.71	35.49	0.00	43.96	37.24	-8.46
14.00	41.19	40.01	8.10	46.15	35.05	0.00	41.19	40.01	-8.10
14.50	39.39	41.81	7.86	46.20	35.00	0.00	39.39	41.81	-7.86
15.00	37.31	43.89	7.59	46.15	35.05	0.00	37.31	43.89	-7.59
16.00	32.32	48.88	6.94	45.71	35.49	0.00	32.32	48.88	-6.94
17.00	26.23	54.97	6.15	44.83	36.37	0.00	26.23	54.97	-6.15
18.00	19.04	62.16	5.21	43.51	37.69	0.00	19.04	62.16	-5.21
19.00	10.74	70.46	4.12	41.75	39.45	0.00	10.74	70.46	-4.12
20.00	1.33	79.87	2.89	39.55	41.65	0.00	1.33	79.87	-2.89
21.00	-9.18	90.38	1.52	36.92	44.28	0.00	-9.18	90.38	-1.52
22.00	20.80	102.00	0.00	33.84	47.36	0.00	20.80	102.00	0.00
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23.00	32.21	113.41	2.39	30.32	50.88	0.00	32.21	113.41	-2.39
24.00	41.86	123.06	4.41	26.37	54.83	0.00	41.86	123.06	-4.41
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25.00	49.76	130.96	6.06	21.97	59.23	0.00	49.76	130.96	-6.06
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26.00	55.90	137.10	7.35	17.14	64.06	0.00	55.90	137.10	-7.35
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27.00	60.29	141.49	8.27	11.87	69.33	0.00	60.29	141.49	-8.27
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28.00	62.92	144.12	8.82	6.15	75.05	0.00	62.92	144.12	-8.82
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.00	63.80	145.00	9.00	0.00	81.20	0.00	63.80	145.00	-9.00

5.2.9 Menentukan Garis cgNB yang Baru



Gambar 5.15. Rencana Garis CgNB baru

Garis CbNB baru Pada Tendon 2 dan Tendon 3

1. Menjadikan Gaya Prategang Menjadi Beban

$$e1 = 0 \text{ cm} \quad L1 = 11,0 \text{ m}$$

$$e2 = 46,116 \text{ cm} \quad L2 = 18,0 \text{ m}$$

$$e3 = 63,8 \text{ cm}$$

$$h = 46,116 + (63,8/2) = 78,1 \text{ cm}$$

$$wp = \frac{8Fh}{L^2} = \frac{8 \times 762500 \times 78,1}{2900^2} = 56,65 \text{ kg/cm}$$

2. Menentukan Momen Primer

$$MP_{AB} = (1/12) wp L^2 = (1/12) \cdot 56,65 \cdot 2900^2 = \\ 39700833,33 \text{ kgcm}$$

$$MP_{BA} = (1/12) wp L^2 = (1/12) \cdot 56,65 \cdot 2900^2 = - \\ 39700833,33 \text{ kgcm}$$

$$R_{BA} = R_{BC} = \frac{(39700833,33 + (1/2)56652900)}{2900} = 95832,44 \text{ kg}$$

M pada tengah bentang AB

$$M' = (95832,44 \cdot 1800) - (39700833,33) - \\ (0,5 \cdot 56,65 \cdot 1800^2) \\ = 41024558,67 \text{ kgcm}$$

M pada tengah bentang BC

$$M' = (95832,44 \cdot 1800) - (39700833,33) - \\ (0,5 \cdot 56,65 \cdot 1800^2) \\ = 41024558,67 \text{ kgcm}$$

3. cgNB baru

$$e2 \text{ oo} = e4 \text{ oo} = \frac{M'}{F} = \frac{41024558,67}{762500} = 53,80 \text{ cm}$$

$$e3 \text{ oo} = \frac{M_{BA}}{F} = \frac{39700833,33}{762500} = 52,06 \text{ cm}$$

5.2.10 Kehilangan Gaya Prategang

Gaya pratekan yang diterima oleh setiap potongan pada balok pratekan besarnya tidak akan konstan terhadap waktu (lebih kecil dari prategang awal). Tegangan-tegangan selama berbagai tahap pembebahan juga berubah-ubah karena kekuatan beton dan modulus elastisitas bertambah terhadap waktu.

Analisa keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton pratekan menyertakan pertimbangan gaya-gaya efektif dari tendon prategang, pada setiap pembebahan yang berarti bersama-sama dengan sifat bahan yang berlaku pada fungsi struktur tersebut (Lyn, T.Y., Burns, Ned H., Desain Struktur Beton Prategang, Jilid I, hlm 87).

Perhitungan kehilangan pratekan :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$E_{ci} = (w_c)^{1.5} 0.043\sqrt{f'_c} = (2500)^{1.5} 0.043\sqrt{45} = \\ 36056,596 \text{ Mpa}$$

Menurut Perumusan ACI-ASCE Comite :

- Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastisitas (*elastomeric shortening*). Pada saat gaya pratekan ditransfer dari kabel ke beton, beton akan mengalami perpendekan, oleh karena kabel menyatu dengan beton (bondet tendon) maka kabel juga ikut memendek.

Mutu kabel grade 270

$$f_{pu} = 18600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 0.70 \times 18600 = 13020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{2 \times 10^5}{36056,596} = 5,547$$

$K_{es} = 0.5$ (untuk post tension) (TY. Lin, th 1993, hlm 84)

$ES = K_{es} \cdot n \cdot fcir$

$F = 6100000 \text{ N}$

$F_o = 7625000 \text{ N}$

Kabel 1 ditarik lalu diangker :

Tak ada loss pada kabel 1

Kabel 2 ditarik lalu diangker :

Kabel 1 mengalami loss sebesar $fcir$.

$fcir$ adalah tegangan beton yang melewati titik berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang.

$$fcir = \frac{F_o}{A_c} \pm \frac{F_o \cdot e^2}{I} \pm \frac{M_g \cdot e}{I}$$

$$fcir = \frac{3125000}{653500} + \frac{3125000 \cdot 462,0}{2169 \cdot 10^8} - \frac{2253880 \cdot 462,0}{2169 \cdot 10^8}$$

$$fcir = 7,81 \text{ Mpa (tekan)}$$

Loss pada kabel 1 saat kabel 2 ditarik:

$$ES = K_{es} \times n \times \overline{fcir} = 0,5 \times 5,547 \times 7,81 \\ = 21,66 \text{ Mpa}$$

Kabel 3 ditarik lalu diangker :

Loss terjadi pada kabel 1 dan 2

Perpendekan elastisitas pada lokasi 11 m :

$$fcir = \frac{F_o}{A_c} \pm \frac{F_o \cdot e_{00_2} \cdot e_{00_1}}{I} \pm \frac{M_g \cdot e_{00}}{I}$$

$$fcir = \frac{2250000}{653500} + \frac{2250000 \cdot 4612 \cdot 4612}{2169 \cdot 10^8} - \frac{2253880 \cdot 4612}{2169 \cdot 10^8}$$

$$fcir = 5,60 \text{ (tekan)}$$

- *Perpendekan elastisitas pada lokasi tumpuan B (pilar) :*

$$fcir = \frac{Fo}{Ac} \pm \frac{Fo \cdot eoo^2}{I} \pm \frac{Mg \cdot eoo}{I}$$

$$fcir = \frac{2250000}{653500} + \frac{2250000 \times 461,2^2}{2169 \times 10^8} - \frac{22538800 \times 461,2}{2169 \times 10^8}$$

$$fcir = 5,60 \text{ (tekan)}$$

Tegangan beton rata-rata (\overline{fcir}) :

$$\overline{fcir} = \frac{5,60 + 5,60}{2} = 5,60 \text{ Mpa}$$

$$\text{Loss total} = 21,66 + 21,66 + 5,60 = 48,92 \text{ Mpa}$$

Jadi persentase kehilangan pratekan :

$$\%ES = \frac{48,92}{1302} \times 100\% = 3,75\%$$

- b. Kehilangan pratekan akibat gesekan kabel (*friction and wobble effect*)

Pada saat kabel ditarik dengan perantara dongkrak (*jack*), gaya tarik yang bekerja pada kabel tersebut lebih kecil daripada yang ditunjukkan oleh jarum manometer pada dongkrak. Hal ini disebabkan karena adanya gesekan pada sistem angker. Kehilangan gaya pratekan yang terbesar adalah akibat gesekan yang dipengaruhi oleh :

- Efek panjang kabel (K)
- Efek kelengkungan kabel (μ)

Harga koefisien pada umumnya dipakai :

- $0,15 \leq \mu \leq 0,25$
- $0,0016 \leq K \leq 0,0066$

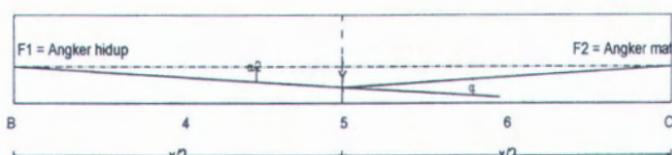
Dalam perhitungan dipakai koefisien :

- $\mu = 0,20$ (selubung logam dilapisi timbal (**tabel 4 - 7 ACI, TY.Lin, th 1993, hlm 96**))

- $K = 0,004$
- $F_o = 7625000 \text{ N}$

Pada perhitungan kehilangan pratekan akibat gesekan kabel ini, tendon dibagi menjadi 2 segmen untuk simple beam dan 4 segmen untuk menerus yaitu :

1. Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 1



Gambar 5.16. Sudut pusat tendon bentang BC

$$\text{Sudut pusat tendon AB} = DE$$

$$\bullet \quad \text{Kabel 1 : } \alpha = \frac{8 \times 66,2}{2900} = 0,183$$

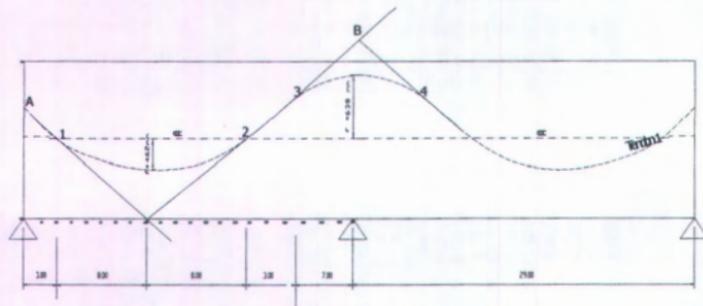
Tabel 5.11. Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan tendon 1

Segmen	L (m)	K.L	α	$\mu\alpha$	$K.L + \mu\alpha$	$e^{-\frac{\alpha}{K.L - \mu\alpha}}$	Tegangan Akhir segmen
A	0	0	0	0	0.000	1.000	
1	7.25	0.029	0.046	0.009	0.038	0.963	
2	14.5	0.058	0.091	0.018	0.076	0.927	
3	21.75	0.087	0.137	0.027	0.114	0.892	
B	29	0.116	0.183	0.037	0.153	0.859	0.859

Jadi persentase kehilangan pratekan Tendon 1

$$\%FR = (1 - 0,859) \times 100\% = 14,1\%$$

2. Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 2



Gambar 5.17 Penentuan Pendekatan Sudut Pusat Tendon pada tendon 2

$$\alpha_{A1} = 0$$

$$\alpha_{12} = (8 \cdot f) / L = (8 \times 46,12) / 1600 = 0,231$$

$$\alpha_{23} = 0$$

$$\alpha_{3B} = (8 \cdot f) / L = (8 \times 63,8) / 1400 = 0,364$$

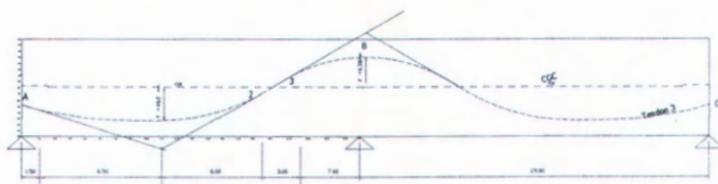
Perhitungan kehilangan gaya pratekan akibat gesekan pada tendon 2 dinyatakan dalam tabel berikut :

Tabel 5.12 Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan pada tendon 2

Segmen	L	K.L	α	$\mu\alpha$	$KL + \mu\alpha$	$e^{-KL-\mu\alpha}$	Tegangan akhir segmen
A-1	3.00	0.0120	0.0000	0.0000	0.0120	0.988	0.988
1-2	16.00	0.0640	0.2310	0.0462	0.1102	0.896	0.896
2-3	3.00	0.0120	0.0000	0.0000	0.0120	0.988	0.976
3-B	7.00	0.0280	0.3640	0.0728	0.1008	0.904	0.883

Prosentase kehilangan gaya pratekan :

- Pada titik D (dekat tengah bentang) $\rightarrow FR = (1 - 0,896) \times 100\% = 10,4\%$
- Pada titik B (tumpuan tengah) $\rightarrow FR = (1 - 0,883) \times 100\% = 11,7\%$
- 3. Kehilangan gaya pratekan akibat tendon 3



Gambar 5.18 Penentuan Pendekatan Sudut Pusat Tendon pada tendon 3

$$\alpha_{A1} = 0$$

$$\alpha_{12} = (8 \cdot f) / L = (8 \times 46,12) / 1650 = 0,224$$

$$\alpha_{23} = 0$$

$$\alpha_{3B} = (8 \cdot f) / L = (8 \times 63,8) / 1400 = 0,364$$

Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat gesekan pada tendon 3 dinyatakan dalam tabel berikut :

Tabel 5.13. Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan pada tendon 3

Segmen	L	K.L	α	$\mu\alpha$	$KL + \mu\alpha$	$e^{-KL-\mu\alpha}$	Tegangan akhir segmen
A-1	1.5	0.0060	0.0000	0.0000	0.0060	0.994	0.994
1-2	16.5	0.0660	0.2240	0.0448	0.1108	0.895	0.895
2-3	3	0.0120	0.0000	0.0000	0.0120	0.988	0.982
3-B	14	0.0560	0.3640	0.0728	0.1288	0.879	0.863

Prosentase kehilangan gaya pratekan :

- Pada titik D (dekat tengah bentang) $\rightarrow FR = (1 - 0,895) \times 100\% = 10,5\%$
- Pada titik B (tumpuan tengah) $\rightarrow FR = (1 - 0,863) \times 100\% = 13,7\%$

Jadi prosentase rata-rata kehilangan gaya pratekan akibat gesekan:

- Pada titik D (dekat tengah bentang)

$$= \frac{14,1 + 10,4 + 10,7}{3} = 11,73\%$$

- Pada titik B (tumpuan tengah)

$$= \frac{11,7 + 13,7}{2} = 12,7\%$$

- c. Kehilangan pratekan akibat slip angker (*slip anchorage*)

Pada sistem posttension setelah kabel ditarik (misalkan 15 cm) kemudian dilepas, panjang tarikan akan menjadi lebih kecil dari 15 cm. Artinya ada kehilangan gaya pratekan akibat slip yang terjadi pada angkur.

Besarnya slip tergantung pada jenis angkur yang berbentuk baji (*wedge*) dan tegangan pada kabel. Rata-rata slip yang terjadi sebesar 2.5 mm sedangkan dalam perhitungan digunakan asumsi slip (δ) sebesar 0.80 mm.

$$Es = 2.0 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fpu = 18600 \text{ Kg/cm}^2$$

Persamaan yang dipakai :

$$\Delta fs = \frac{\Delta a \cdot Es}{L}$$

Dimana :

Δfs = Kehilangan pratekan pada baja

Δa = Deformasi total pada angker

L = Panjang total kabel

Tendon 1

$L = 2950 \text{ mm}$

$$\Delta fs = \frac{2,5 \times 210^6}{2950} = 172,41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{Slip} = \frac{172,41}{18600} \times 100\% = 0,927 \%$$

Tendon 2

$L = 5850 \text{ mm}$

$$\Delta fs = \frac{2,5 \times 2.10^5}{5850} = 85,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{Slip} = \frac{85,47}{18600} \times 100\% = 0,459 \%$$

Tendon 3

$L = 5830 \text{ mm}$

$$\Delta fs = \frac{2,5 \times 2.10^5}{5830} = 85,763 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\% \text{Slip} = \frac{85,763}{18600} \times 100\% = 0,461 \%$$

$$\% \text{Slip} = \frac{0,927 + 0,459 + 0,461}{3} = 0,615 \%$$

- d. Kehilangan pratekan akibat rangkak beton (*creep*). Pengertian rangkak beton (*creep*) adalah deformasi plastis dari beton yang merupakan fungsi waktu (besar pembebanan tetap). Regangan *creep* ini tergantung pada waktu, umur beton pada saat pembebanan, kelembaban udara dan jenis agregat yang digunakan.

Persamaan yang dipakai :

$$CR = KCR \cdot \frac{Es}{Ec} (fcir - fcds)$$

Dimana :

KCR = 1.60 → untuk post tension (tabel 4 – 7,
ACI, TY.Lin, hlm 87)

fcir = Tegangan beton di daerah cgs oleh gaya
Fo

$$= \frac{Fo}{Ac} + \frac{Fo \cdot eoo^2}{Ix} - \frac{Mg \cdot eoo}{Ix}$$

fcds = Tegangan beton pada titik berat tendon
akibat seluruh beban mati yang bekerja
pada komponen struktur setelah diberi Fo

$$= \frac{Md \cdot eoo}{Ix}$$

$$Fo = 7625000 \text{ N}$$

$$M_G = 2253,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{DL} = 3604,68 \text{ kN.m}$$

$$eoo = 52,06 \text{ cm}$$

$$I = 2169 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$fcir = \frac{7625000}{653500} + \frac{7625000 \times 520,6^2}{2169 \cdot 10^8} - \frac{2253,88 \cdot 10^6 \times 520,6}{2169 \cdot 10^8}$$

$$= 21,141 \text{ Mpa}$$

$$fcds = \frac{3604,68 \times 10^6 \times 520,6}{2169 \cdot 10^8} = 8,65 \text{ Mpa}$$

$$CR = 1.6 \times \frac{2.0 \times 10^5}{36056.596} \times (21,141 - 8,65)$$

$$= 110,856 \text{ Mpa}$$

Jadi persentase kehilangan pratekan :

$$\%CR = \frac{110,856}{1302} \times 100\% = 8,51\%$$

- e. Kehilangan pratekan akibat susut beton (*shrinkage*). Pada saat kabel ditegangkan dan dijangkar sebenarnya telah terjadi suatu perpanjangan tertentu. Pada saat waktu beton menyusut, panjang balok total diperkecil kabel kehilangan sebagian dari perpanjangan yang semula. Gaya prategang berkurang setelah berlalunya waktu akibat susut beton.
- Diasumsikan bahwa saluran kabel diinjeksi dengan adukan (*di-grouting*) sehingga kabel dan beton monolit. Dengan demikian deformasi dalam arah memanjang akan sama. Penyusutan beton tergantung pada beberapa faktor, seperti mutu semen dalam 1 m^3 beton, banyaknya air dan kelembaban udara.

Persamaan yang dipakai :

$$SH = \epsilon SH \cdot KSH \cdot Es$$

Dimana :

$$\epsilon SH =$$

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

$$V = \text{Luas balok} = 6535 \text{ cm}^2$$

S = Keliling balok yang berhubungan dengan udara terbuka

$$\begin{aligned} &= (711 + 203 + 359.210 + 838 + 144.250 + \\ &\quad 338.638 + 127 + 1067 + 127 + 338.638 + \\ &\quad 144.250 + 838 + 359.210 + 203) \\ &= 579.8196 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{6535}{579.8196} = 11.271 \text{ cm} = 4.437 \text{ inch}$$

$$f_{pe} = 13020 \text{ Kg/cm}^2$$

RH = Kelembaban udara, diambil rata-rata = 75%

$$\varepsilon_{SH} = 8.2 \times 10^{-6} \times (1 - 0.06 \times 4.437) \times (100 - 75) \\ = 1.5042 \times 10^{-4}$$

KSH = 0,73 → pasca tarik dilaksanakan 10 hari setelah selesainya masa perawatan basah
(Tabel 4.4, Desain Struktur Beton Prategang, Lyn, T.Y., Burns, Ned H, jilid I, hlm 88)

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$SH = 1.5042 \cdot 10^{-4} \times 0.73 \times 2.0 \times 10^5 = 21.412 \text{ Mpa}$$

Jadi persentase kehilangan pratekan :

$$\%SH = \frac{21.412}{1302} \times 100\% = 1.645\%$$

- f. Kehilangan pratekan akibat relaksasi (*relaxation*) baja prategang.

Kehilangan gaya prategang secara perlahan-lahan yang besarnya tergantung pada lamanya waktu dan perbandingan f_{pi}/f_{py} , dimana regangan yang terjadi pada kabel konstan tetapi tegangannya akan berkurang.

Persamaan yang dipakai :

$$RE = [K_{RE} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

Dimana sesuai dengan buku **Desain Struktur Beton Prategang, Lyn, T.Y, Burns, Ned H., jilid I, tabel 4.5 dan 4.6, hlm 90** :

$$K_{RE} = 138 \text{ Mpa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = 0,70 \rightarrow C = 1$$

$$RE = [138 - 0.15(21.412 + 110,856 + 48,92)]. 1 \\ = 110,822 \text{ Mpa}$$

Jadi persentase kehilangan pratekan :

$$\%RE = \frac{110,822}{1302} \times 100\% = 8,51\%$$

Sehingga total kehilangan pratekan dari kondisi transfer sampai kondisi beban bekerja, yaitu :

- ***Di tengah bentang (pilar)***

$$\begin{aligned}\Delta &= ES + CR + SH + RE \\ &= (3,75 + 8,51 + 1,645 + 8,51)\% = 22,416\% \approx 23\%\end{aligned}$$

- ***Di perletakan***

$$\begin{aligned}\Delta &= FR + Slip \\ &= (12,7 + 0,615)\% = 13,315\%\end{aligned}$$

5.2.11 Kontrol Tegangan

- a. **Pada Lapangan dekat tengah bentang (titik D)**

Tegangan pada beton yang diijinkan pada saat :

- Transfer (jacking) $\rightarrow \sigma_{ci} = 256,50 \text{ Kg/cm}^2$
 $\therefore \sigma_{ti} = 16,77 \text{ Kg/cm}^2$
- Pembebatan penuh $\rightarrow \sigma_{cs} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$:
 $\sigma_{ts} = 0 \text{ Kg/cm}^2$

1. ***Tegangan saat transfer (jacking)***

$$F_o = 7625000 \text{ N}$$

$$e_{oo} = 538,0 \text{ mm}$$

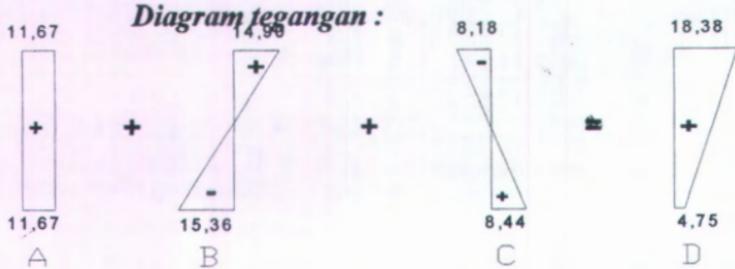
$$M_G = 2253,88 \text{ KNm} = 2253,88 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tegangan pada serat atas

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e_{oo} \cdot ya}{I} - \frac{M_g \cdot ya}{I} \\ &= \frac{7625000}{653500} + \frac{7625000 \times 538,0 \times 788}{2169 \times 10^8} - \frac{2253,88 \times 10^6 \times 788}{2169 \times 10^8} \\ &= 11,67 + 14,90 - 8,18 \\ &= 18,38 \text{ Mpa (tekan)} \leq \sigma_{ci} = 25,65 \text{ Mpa} \\ (\text{tekan}) &\rightarrow OK\end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e_{oo} \cdot y_b}{I} + \frac{M_g \cdot y_b}{I} \\ &= \frac{7625000}{653500} - \frac{7625000 \times 538,0 \times 812}{2169 \times 10^8} + \frac{2253,88 \times 10^6 \times 812}{2169 \times 10^8} \\ &= 11,67 - 15,36 + 8,44 \\ &= 4,75 \text{ Mpa (tekan)} \geq \sigma_{ti} = 1,677 \text{ Mpa (tarik)} \\ &\rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

Diagram tegangan :

Gambar 5.19. Diagram tegangan pada saat jacking pada tumpuan tengah

2. Tegangan saat beban mati bekerja (setelah plat lantai kendaraan dicor)

$$F = 7625000 \times (1 - 0,23) = 5871250 \text{ N}$$

$$e_{oo} = 538,0 \text{ mm}$$

$$M_g = 2253,88 \text{ KNm} = 2253,88 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_d = 267,626 \text{ KNm} = 267,626 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 2253,88 + 267,626 = 2521,506 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tegangan pada serat atas

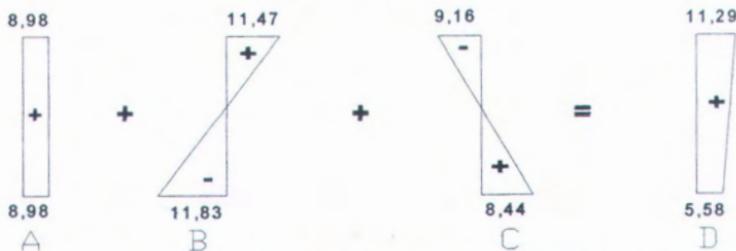
$$\sigma = \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e_{oo} \cdot y_a}{I} - \frac{M_p \cdot y_a}{I}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{5871250}{653500} + \frac{5871250 \times 538,0 \times 788}{2169 \times 10^8} - \frac{2521,506 \times 10^6 \times 788}{2169 \times 10^8} \\
 &= 8,98 + 11,47 - 9,16 \\
 &= 11,29 \text{ Mpa (tekan)} \geq \sigma_{ts} = 0 \text{ Mpa (tarik)} \\
 &\rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{F}{Ac} - \frac{F \cdot eoo \cdot yb}{I} + \frac{Mp \cdot yb}{I} \\
 &= \frac{5871250}{653500} - \frac{5871250 \times 538 \times 812}{2169 \times 10^8} + \frac{2253,506 \times 10^6 \times 812}{2169 \times 10^8} \\
 &= 8,98 - 11,83 + 8,44 \\
 &= 5,58 \text{ Mpa (tekan)} \leq \sigma_{cs} = 20,25 \text{ Mpa (tekan)} \\
 &\rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Diagram tegangan :



Gambar 5.20. Diagram tegangan setelah beban mati bekerja pada tumpuan tengah

3. **Tegangan saat beban hidup bekerja (komposit)**
 $ML = 2639,565 \text{ KNm} = 2639,565 \times 10^6 \text{ Nmm}$

Tegangan pada serat atas

$$\sigma = -\frac{ML \cdot ya'}{I'}$$



$$= - \frac{2639,565 \times 10^6 \times 732,488}{36600000 \times 10^4}$$

$$= -2,88 \text{ Mpa}$$

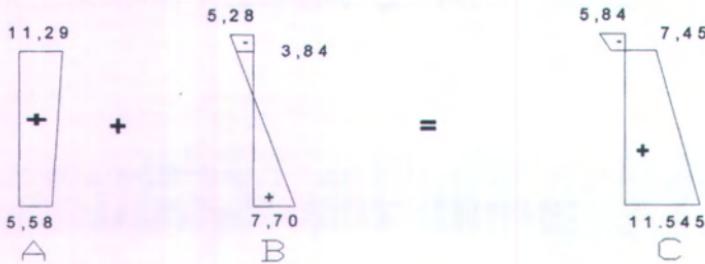
Tegangan pada serat bawah

$$\sigma = + \frac{ML \cdot yb'}{I'}$$

$$= + \frac{2639,565 \times 10^6 \times 1067,512}{36600000 \times 10^4}$$

$$= + 7,70 \text{ Mpa}$$

Diagram tegangan :



Gambar 5.21 Diagram tegangan setelah komposit

b. Pada Tumpuan Tengah (titik B)

Tegangan pada beton yang diijinkan pada saat :

- Transfer (jacking) $\rightarrow \sigma_{ci} = 256,50 \text{ Kg/cm}^2$
 $\therefore \sigma_{ti} = 16,77 \text{ Kg/cm}^2$
- Pembebatan penuh $\rightarrow \sigma_{cs} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $\therefore \sigma_{ts} = 0 \text{ Kg/cm}^2$

1. Tegangan saat beban mati bekerja (setelah plat lantai kendaraan dicer)

$$F = 7625000 \times (1 - 0,1331) = 6610113 \text{ N}$$

$$e_{oo} = 520,6 \text{ mm}$$

$$M_G = 2253,88 \text{ KNm} = 2253,88 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_D = 267,626 \text{ KNm} = 267,626 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_P = 2253,88 + 267,626 = 2521,506 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tegangan pada serat atas

$$\sigma = \frac{F}{Ac} + \frac{F \cdot eoo \cdot ya}{I} - \frac{Mp \cdot ya}{I}$$

$$= \frac{6610113}{653500} + \frac{6610113 \times 520,6 \times 788}{2169 \times 10^8} - \frac{2521,506 \times 10^6 \times 788}{2169 \times 10^8}$$

$$= 10,11 + 12,502 - 9,16$$

$$= 13,45 \text{ Mpa (tekan)} \geq \sigma_{ts} = 0 \text{ Mpa (tarik)}$$

→ **OK**

Tegangan pada serat bawah

$$\sigma = \frac{F}{Ac} - \frac{F \cdot eoo \cdot yb}{I} + \frac{Mp \cdot yb}{I}$$

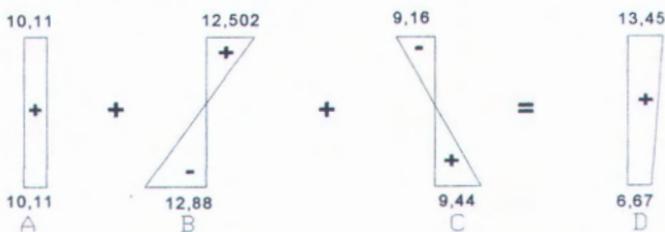
$$= \frac{6610113}{653500} - \frac{6610113 \times 520,6 \times 812}{2169 \times 10^8} + \frac{2521,506 \times 10^6 \times 812}{2169 \times 10^8}$$

$$= 10,11 - 12,88 + 9,44$$

$$= 6,67 \text{ Mpa (tekan)} \leq \sigma_{cs} = 20,25 \text{ Mpa (tekan)}$$

→ **OK**

Diagram tegangan



Gambar 5.22. Diagram tegangan setelah beban mati bekerja pada tumpuan tengah

2. *Tegangan saat beban hidup bekerja (komposit)*

$$ML = 2639,565 \text{ KNm} = 2639,565 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

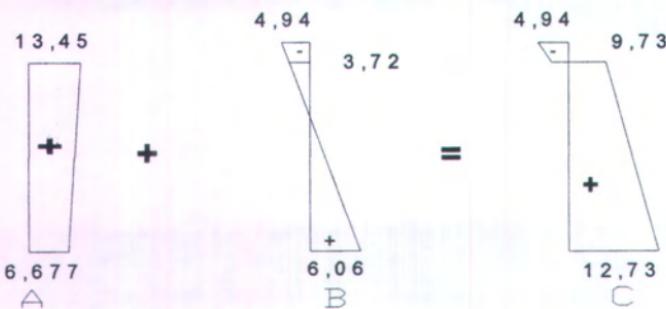
Tegangan pada serat atas

$$\sigma = - \frac{ML \cdot ya'}{I'} \\ = - \frac{2639,565 \times 10^6 \times 810,255}{43289000 \times 10^4} \\ = - 1,94 \text{ Mpa}$$

Tegangan pada serat bawah

$$\sigma = + \frac{ML \cdot yb'}{I'} \\ = + \frac{2639,565 \times 10^6 \times 989,745}{43289000 \times 10^4} \\ = + 6,06 \text{ Mpa}$$

Diagram tegangan :



Gambar 5.23 Diagram tegangan setelah komposit

5.2.12 Kontrol Momen Batas dan Momen Retak

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

- Pada penampang kritis ditumpuan tengah (titik B)

- *Momen batas (Mn)*

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

$$fpu = 1860 \text{ Mpa} \quad (\text{pada bab III, Metodologi Perancangan})$$

$$Aps = 1,40 \text{ mm}^2 \times 44 = 6160 \text{ mm}^2$$

$$d = 1600 - 599,33 = 1000,67 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{Aps}{b.d} = \frac{6160}{711 \times 1000,67} = 0,0087$$

$$fps = fpu \left(1 - 0,5 \cdot \rho_p \cdot \frac{fpu}{fc'} \right)$$

$$= 1860 \left(1 - 0,5 \times 0,00877 \times \frac{1860}{45} \right)$$

$$= 1527,183 \text{ Mpa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p \cdot fps}{fc'} = \frac{0,0087 \times 1527,183}{45}$$

$$= 0,29 < 0,30 \rightarrow \text{OK}$$

$$T' = Aps \cdot fps$$

$$= 6160 \times 1527,183$$

$$C' = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$T' = C'$$

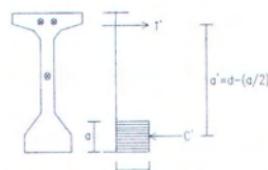
$$a = \frac{Aps \cdot fps}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{9558840,61}{0,85 \times 45 \times 711}$$

$$= 351,48 \text{ mm}$$

$$Mn = T' \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 9558840,61 \times \left(1000,67 - \frac{351,48}{2} \right)$$

$$= 12180448240 \text{ Nmm}$$

$$\theta Mn = 0,8 \times 12180448240 = 9.744.358.588 \text{ Nmm}$$



Gambar 5.24 Gambar momen batas didaerah tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,3 M_D + 2 M_L && 1,3 \text{ & 2 faktor} \\ \text{beban , PPTJ BMS 1992 hal 2-7} \\ &= 1,3 \times 1925,58 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 2 \times 2626,68 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \\ &= 7.736.642.790 \text{ Nmm} \\ \text{Mu} &\leq K_m^u M_n \\ 7.736.642.790 \text{ Nmm} &< \theta \cdot M_n = 9.744.358.588 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

(OK)

- *Momen Retak (Mcr)*

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 :

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = F(e + kb) + fr \cdot Wa$$

$$fr = 0,7 \sqrt{fc'} = 0,7 \times \sqrt{45} = 4,70$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (5871250 \times (638 + 421,20)) + (4,70 \times \\ &275253807,10) \\ &= 7.512.520.893 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$1,2 M_{cr} < \theta \cdot M_n$$

$$9.015.025.072 < 9.744.358.588 \text{ Nmm (OK)}$$

b. Pada penampang kritis dekat tengah bentang (titik D)

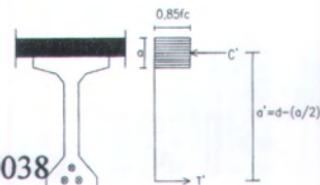
- *Momen batas (Mn)*

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$A_{ps} = 140 \text{ mm}^2 \times 44 = 6160 \text{ mm}^2$$

$$d = 1600 - 363,33 = 1236,667 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot e \cdot d} = \frac{6160}{1320 \times 1236,667} = 0,0038$$



$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0,5 \cdot \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right) \quad \text{Gambar 5.25. Gambar momen batas dilapar}$$

$$= 1860 \left(1 - 0,5 \times 0,0038 \times \frac{1860}{45} \right)$$

$$= 1714,94 \text{ MPa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho p \cdot f_{ps}}{f_c'} = \frac{0,0038 \times 1714,94}{45}$$

$$= 0,15 < 0,30 \rightarrow \text{OK}$$

$$T' = A_{ps} \cdot f_{ps} = 6160 \times 1714,94 = 10564030,4 \text{ N}$$

$$C' = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$T' = C'$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c' \cdot \text{bef}} = \frac{10564030,4}{0,85 \times 45 \times 1320}$$

$$= 209,230$$

$$M_n = T' \cdot (d - \frac{a}{2}) = 10564030,4 \times (11236,667 - \frac{209,230}{2})$$

$$= 1,1959 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\theta \cdot M_n = 0,8 \times 1,959 \times 10^{10} \text{ Nmm} = 9567222859 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 1,3 M_D + 2 M_L$$

$$= 1,3 \times 2253,88 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 2 \times 2639,56 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$= 8.209.164.000 \text{ Nmm}$$

$$M_u \leq \theta \cdot M_n$$

$$8.209.164.0 \text{ m} \leq \theta \cdot M_n = 9.567.222.859 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

- *Momen Retak (Mcr)*

Perhitungan momen retak didasarkan pada retak yang terjadi pada serat bawah karena momen yang bekerja adalah momen positif (+), maka persamaan yang digunakan untuk menghitung momen retak :

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = F(e + ka) + fr \cdot W_b$$

$$fr = 0,7 \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{45} = 4,70$$

$$M_{cr} = (6100000 \times (462 + 408,75)) + (4,70 \times 267118226,60)$$

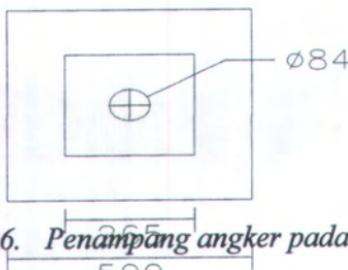
$$= 6692606330 \text{ Nmm}$$

$$1,2 M_{cr} < \theta \cdot M_n$$

$$8.031.127.596 < 9.567.222.859 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

5.2.13 Kontrol Tegangan Pada Blok Angker

Tegangan daerah blok angker (end block) yang dikibatkan gaya prategang yang ditransferkan melalui pelat angker (bearing pleats) pada saat transfer dan saat service besarnya tidak boleh melebihi tegangan yang diijinkan. Direncanakan menggunakan angker tipe 19Sc dengan dimensi 265 x 265 mm.



Gambar 5.26. Penampang angker pada
balok

$$A_b = (265 \times 265) - \frac{1}{4} \pi \times 84^2 = 64683,2 \text{ mm}^2$$

$$A_b' = (500 \times 500) = 250000 \text{ mm}^2$$

$$F_i = 7625000 / 3 = 2541667 \text{ N}$$

$$F = 6100000 / 3 = 2033333 \text{ N}$$

Saat Peralihan

$$F_{cp} = 0,8 f_{ci} \sqrt{\frac{A_b'}{A_b} - 0,20} = 0,8 \times 45 \times \sqrt{\frac{250000}{64683,2} - 0,20} =$$

$$68,92 \text{ Mpa}$$

$$F_{cp} = 1,25 f_{ci} = 1,25 \times 45 = 56,25 \text{ Mpa}$$

$$F_{cp} \text{ diambil yang terkecil} = 56,25 \text{ Mpa}$$

Kontrol :

$$\frac{F_i}{A_b} = \frac{2541667}{64683,2} = 39,01 \text{ Mpa} < F_{cp} = 56,25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{OK}$$

Saat Service

$$F_{cp} = 0,6 f_c' \sqrt{\frac{Ab'}{Ab}} = 0,6 \times 45 \times \sqrt{\frac{250000}{64683,2}} = 53,08 \text{ Mpa}$$

$$F_{cp} = 45 \text{ Mpa}$$

Fcp diambil yang terkecil = 45 Mpa

Kontrol :

$$\frac{F}{Ab} = \frac{2033333}{64683,2} = 31,44 \text{ Mpa} < F_{cp} = 45 \text{ Mpa} \rightarrow \text{OK}$$

5.2.14 Perhitungan Lendutan

Perhitungan lendutan pada balok menerus ini, dapat diketahui dari hasil analisa SAP 2000 baik yang terjadi pada saat transfer dan pada saat service (Tabel 5.11), kecuali untuk lendutan akibat gaya prategang disini dihitung dengan perumusan yang sudah ada. Lendutan maximum berada pada penampang dekat tengah bentang. Besar lendutan yang terjadi berdasarkan tahapan pembebahan adalah sebagai berikut :

Tabel 5.14. Hasil analisa Lendutan SAP 2000 (Deflection Max)

JENIS LENDUTAN	LENDUTAN (cm)
Akibat berat sendiri balok	0,465
Akibat Beban plat & Muatan sekunder	0,415
Akibat beban balok Diafragma	0,378
Akibat beban hidup lalu lintas	2,127

Pada saat beban bekerja akan terjadi pengaruh rangkak yang bersifat cenderung menambah besar lendutan. Selama 45 hari Pengaruh Rangkak terjadi sekitar 40 % dan dalam pembebahan yang lama dan tetap Pengaruh rangkak dapat terjadi sampai 100 %. Sehingga terdapat penambahan koefisien rangkak (Cc) dalam meperbesar lendutan. Tabel 8-2 TY LIN-H burns hal 332

memberikan angka penggali (Cc) dalam memperkirakan pengaruh Lendutan terhadap rangkak.

a. Lendutan yang bekerja pada saat transfer .

1. Menghitung Lendutan Akibat gaya prategang

$$F_o = 762.500 \text{ kg}$$

$$E = 360565,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 2169 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{128 \times F_{oxe}}{9L^2} = \frac{128 \times 762500 \times 46,2}{9 \times 2900^2} = 59,57 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{1-1} = \frac{wxl^4}{185 \times E \times I} = \frac{59,57 \times 2900^4}{185 \times 360565,9 \times 2169 \cdot 10^4}$$

$$\Delta_{1-1} = -2,9122 \text{ cm } (\uparrow) \times Cc = -2,9122 \times 1,8 \\ = 5,242 \text{ cm } (\uparrow)$$

2. Akibat berat sendiri balok

$$\Delta_{1-2} = 1,233 \text{ cm } (\downarrow) \times Cc = 0,465 \times 1,85 \\ = 0,860 \text{ cm}$$

Lendutan saat transfer :

$$\Delta_1 = \Delta_{1-1} + \Delta_{1-2}$$

$$= -5,242 + 0,860 = -4,382 \text{ cm } (\uparrow)$$

b. Lendutan yang bekerja pada waktu service

$$I = 3660 \times 10^4 \text{ cm}^4 \text{ (komposit)}, F = 610000 \text{ kg}$$

$$W = \frac{128 \times F_{xe}}{9L^2} = \frac{128 \times 610000 \times 46,2}{9 \times 2900^2} = 47,66 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{2-p} = \frac{wxl^4}{185 \times E \times I} = \frac{47,66 \times 2900^4}{185 \times 360565,9 \times 3660 \cdot 10^4} = 1,380 \text{ cm } (\uparrow)$$

1. Akibat gaya Prategang = $\Delta_{2-p} \times Cc = -1,380 \times 2,2 = 3,037 \text{ cm } (\uparrow)$

2. Akibat beban plat lantai kendaraan + muatan sekunder

$$\Delta_{2-1} = 0,415 \text{ cm } (\downarrow) \times 3,0 = 1,245 \\ 3,0 = Cc \text{ (koefisen rangkak)}$$

3. Akibat beban balok diafragma

$$\Delta_{2-2} = 0,378 \text{ cm } (\downarrow) \times 2,3 = 0,869$$

3. Akibat beban hidup lalu-lintas

$$\Delta_{2-3} = 2,127 \text{ cm } (\downarrow) \text{ (diambil terbesar)}$$

Lendutan saat service :

$$\Delta_2 = \Delta_{2-1} + \Delta_{2-2} + \Delta_{2-3} \\ = 1,245 + 0,869 + 2,127 \\ = 4,124 \text{ cm } (\downarrow)$$

Jadi lendutan total pada saat tranfer dan pada saat service adalah :

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 \\ = -4,382 + 4,124 - 3,037 \\ = 3,295 \text{ cm } (\downarrow)$$

c. Batas Lendutan Untuk Perencanaan Gelagar jembatan adalah

$$L / 800 = 2900 / 360 = 8,056 \text{ cm } (\downarrow)$$

$$3,295 \text{ cm } (\downarrow) < 8,056 \text{ cm } (\downarrow) \text{ ---ok}$$

5.2.15 Perhitungan Gaya Membelah

Gaya Membelah terjadi pada balok ujung pratekan, dimana pada seluruh panjang balok ujung, gaya pratekan yang ada dialihkan dari luas yang kurang kedaerah sekitar blok angker. Didalam perhitungan tulangan digunakan grafik Iyengarah dengan langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Hitung $\frac{a}{d}$
2. Hitung tegangan rata-rata beton

$$\sigma_{bn} = \sigma_0 = \frac{F}{Ac}$$

3. Pakai grafik *iyengarah*

Dengan $\frac{a}{d}$ diperoleh $\frac{\sigma_b}{\sigma_{bn}}$ tertinggi (koefisien

iyengarah misal 'k')

Maka $k \times \sigma_0 = \sigma_{ymax}$

sehingga diperlukan tulangan atau tidak tergantung peryaratannya berikut

Jika $\sigma_{ymax} \leq \sigma_t = 0,25\sqrt{fc'}$ tidak diperlukan tulangan membelah

Jika $\sigma_{ymax} > \sigma_t = 0,25\sqrt{fc'}$ diperlukan tulangan membelah

4. Hitung besar Z dengan pendekatan (jika diperlukan tulangan membelah)

$$Z = \frac{2}{3} \cdot d \cdot 3 \cdot (\sigma_y - \sigma_t) \cdot b$$

5. Kebutuhan tulangan :

$$A = \frac{Z}{\sigma_{au}}$$

Gaya pratekan yang diterima masing-masing tendon :

$$F1 = 312500 \text{ Kg}$$

$$F2 = F3 = \frac{Fo}{3} = \frac{450000}{3} = 225000 \text{ Kg}$$

Tegangan tarik Beton dan baja yang diijinkan Saat transfer

$$\sigma_t = 0,25 \cdot \sqrt{f_{c'}} = 0,25 \times \sqrt{45} = 1,68 \text{ Mpa} = 16,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_{\text{au}} = 3390 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{U39}$

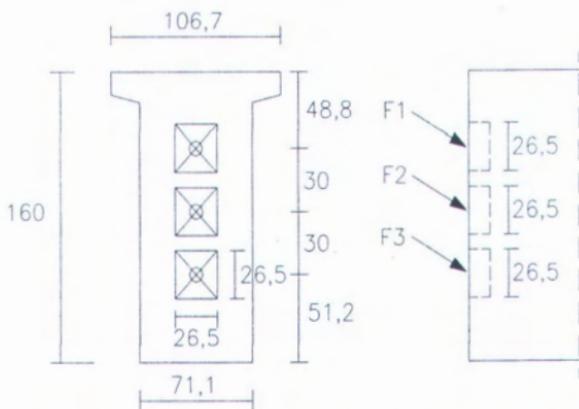
Jika dari perhitungan ternyata tidak perlu tulangan membelah ($\sigma_{\text{ymax}} \leq \sigma_t$) maka dalam perencanaan ini didasarkan pada Buku Beton Struktur Prategang , Ir. Winarni Hadipratomo hal 180, dimana GUYON memberikan petunjuk diameter tulangan dari fungsi Gaya prategang sbb :

$\varnothing 6$ untuk $F = 250 \text{ KN} = 25 \text{ Ton}$

$\varnothing 6$ untuk $F = 400 \text{ KN} = 40 \text{ Ton}$

$\varnothing 8$ untuk $F = 600 \text{ KN} = 60 \text{ Ton}$

$\varnothing 10$ untuk $F = 1500 \text{ KN} = 150 \text{ Ton}$



Gambar 5.27 Gaya membelah yang terjadi pada ujung gelagar

Perhitungan gaya membelah dinyatakan dalam tabel berikut :

Tabel 5.15. Perhitungan gaya membelah

	F kg	a cm	d cm	b cm	σ_o kg/cm^2	a / d	(grafik)	σ_y_{\max} kg/cm^2	keterangan
F1	312500	26.5	63.8	71.1	68.89	0.42	0.24	16.53	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$
F2	225000	26.5	30.0	71.1	105.49	0.88	0.10	10.55	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$
F3	225000	26.5	66.2	71.1	47.80	0.40	0.26	12.43	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$
F1	312500	26.5	160.0	71.1	27.47	0.17	0.38	10.44	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$
F1 + F2	537500	56.5	160.0	71.1	47.25	0.35	0.28	13.23	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$
F1 + F2 + F3	762500	86.5	160.0	71.1	67.03	0.54	0.17	11.39	$\sigma_y_{\max} < \sigma_t$

Berdasarkan perhitungan diatas bahwa $\sigma_y_{\max} < \sigma_t$ maka tidak diperlukan tulangan membelah. Untuk menjaga keamanan terhadap gaya membelah dan gaya Lain disekitar End Blok akibat dari tegangan blok angker dipasang tulangan membelah berdasarkan estimasi dari Guyon $F = 220.000 > 150.000$, Ø10-150 ($A_s = 523.60 \text{ mm}^2$) Mulai jarak $d = 30 \text{ cm}$ sampai dengan jarak 160 cm dari ujung tumpuan.

5.2.16 Penulangan Geser

Ada dua jenis kehancuran akibat geser yang terjadi yaitu retak dari badan akibat tarikan utama yang tinggi (V_{cw}), retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran (V_{ci}). Secara umum kekuatan geser pada gelagar pratekan terdiri atas kekuatan geser tengah bentang (V_{ci}) dan kekuatan geser ditumpuan (V_{cw}) tumpuan.

Persamaan yang digunakan :

- a. Gaya Geser Retak Badan

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_c'} + 0.30 f_{pc}) \cdot b_w \cdot d_{pc} + V_p$$

Dimana :

$$f_{pc} = \text{Tegangan akibat gaya pratekan}$$

$$= \frac{F}{A_c}$$

$$V_p = \text{Gaya geser yang disebabkan gaya pratekan} \\ = \omega_p \cdot (0.5 L - x)$$

$$\omega_p = \frac{0.8 \times F \times e}{L^2}$$

F = Gaya pratekan

e = Puncak parabola

L = Panjang segmen

b. Gaya Geser Retak Lentur Geser Miring

$$V_{ci} = 0.05 \cdot b_w \cdot d \sqrt{f'_c} + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} + V_d$$

$$\text{Dimana : } M_{cr} = \frac{1}{ya} \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right]$$

$$f_{pe} = \frac{F}{Ac} + \frac{Fe}{W}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W}$$

$$V_{ci} \min = 0.14 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Perhitungan tulangan geser :

Persamaan yang digunakan pada perletakan dan tengah bentang :

$$V_u = 1.2 V_d + 1.6 V_l$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d}$$

Luas tulangan geser minimum ($A_v \min$) =

$$\frac{0.34 \times b_w \times S}{f_y}$$

$$\text{Jarak Tulangan Geser (} S \text{)} = \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s}$$

Atau jarak minimum dari :

$S < 300 \text{ mm}$ (untuk tumpuan)

$S < 600 \text{ mm}$ (untuk lapangan)

Dimana :

$\emptyset = 0.85 \rightarrow$ desain kekuatan geser

$V_s = V_n - V_c \rightarrow$ kelebihan gaya geser nominal pada keadaan batas

$V_c =$ Nilai terkecil antara V_{ce} dan V_{ci}

$S =$ Jarak tulangan geser

$d =$ Tinggi efektif balok

$f_y =$ Tegangan titik leleh tulangan

bila :

$V_n > V_{cw} \rightarrow$ tulangan geser diperhitungkan

$V_n > V_{ci} \rightarrow$ tulangan geser diperhitungkan

- Penulangan memanjang Gelagar Pratekan

Kekuatan lentur pada Gelagar pratekan Seluruhnya diterima oleh kabel strain/ tendon namun untuk menciptakan daktilitas yang memadai dan penambahan kekuatan dalam lentur maka diperlukan tulangan menanjang dimana luas tulangannya diambil 0,25 % dari luas penampang beton

Penulangan memanjang minimum = $0,0025 \times A_c$

- Pada tumpuan ujung

$$A_s = 0,0025 \times A_c$$

$$= 0,0025 \times 1190110 = 2975,275 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan 12 D19 ($A_s = 3400,62 \text{ mm}^2$)

- Pada lapangan

$$A_s = 0,0025 \times A_c$$

$$= 0,0025 \times 653500 = 1633,75 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan 6 D19 ($A_s = 1700,31 \text{ mm}^2$)

Peninjauan gaya geser akan dilakukan hingga setengah bentang pada jarak x . Untuk perhitungannya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 5.16 Perhitungan tulangan geser pada gelagar pratekan

X m	Vg Kg	VL Kg	Vu^* Kg	$Vu = Vu^* \cdot Vp$ Kg	bw cm	dpc cm	$bw \cdot dpc$ cm^2	e cm	ka cm	fd	fr	P'	Vp kg	Md $Kgcm$	Ml $Kgcm$	M^* $Kgcm$
(1)	(2)	(3)	(4)		(5)	(6)	(5)	(7)	(8)	(9)		(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0	54090.5	39875.8	150069.283	147545.15	71.1	160.0	11376	30.000	27.190	0	46.96	1.74078478	2524.14	0	0	0
1.00	50115.2	36864.8	138879.393	136414.18	71.1	160.0	11376	31.470	27.190	15.82	46.96	1.826083234	2465.21	5120581	3837035	14330825
2.00	46139.9	33853.8	127689.503	125300.28	20.3	160.0	3248	32.940	40.875	30.42	46.96	1.911381688	2389.23	9843632	7372970	27542661
3.00	42164.6	30842.8	116499.613	114203.43	20.3	160.0	3248	34.410	40.875	43.79	46.96	1.996680143	2296.18	14169153	10607805	39635508
4.00	38189.3	27831.8	105309.723	103123.65	20.3	160.0	3248	35.880	40.875	55.93	46.96	2.081978597	2186.08	18097144	13541540	50609366
5.00	32980.7	24820.8	92516.543	90457.63	20.3	160.0	3248	37.350	40.875	66.76	46.96	2.167277051	2058.91	21602939	16174174	60432169
6.00	29005.4	21809.8	81326.653	79411.96	20.3	160.0	3248	38.820	40.875	76.06	46.96	2.252575505	1914.69	24612540	18505709	69007720
7.00	25030.1	18798.8	70136.763	68383.36	20.3	160.0	3248	40.290	40.875	84.13	46.96	2.33787396	1753.41	27224611	20536144	76464282
8.00	21054.8	15787.8	58946.873	57371.81	20.3	160.0	3248	41.760	40.875	90.98	46.96	2.423172414	1575.06	29439152	22265479	82801855
9.00	17079.5	12776.8	47756.983	46377.32	20.3	160.0	3248	43.230	40.875	96.59	46.96	2.508470868	1379.66	31256163	23693714	88020439
10.00	11870.9	9765.8	34963.803	33796.61	20.3	160.0	3248	44.700	40.875	100.85	46.96	2.593769322	1167.20	32632478	24820849	92063919
11.00	7895.6	6754.8	23773.913	22837.25	20.3	160.0	3248	46.120	40.875	103.62	46.96	2.676166468	936.66	33531099	25646884	94884196
12.00	3920.3	3743.8	12584.023	11922.09	20.3	160.0	3248	45.630	40.875	105.17	46.96	2.64773365	661.93	34032190	26171819	96585484
13.00	55.0	732.8	1537.262	1154.64	20.3	160.0	3248	43.960	40.875	105.49	46.96	2.550829964	382.62	34135751	26395653	97167783
14.00	4030.3	2278.2	9795.757	9676.25	20.3	160.0	3248	41.190	40.875	104.58	46.96	2.390097503	119.50	33841782	26318388	96631093
15.00	9238.9	28081.2	68172.937	68281.18	20.3	160.0	3248	37.310	40.875	102.26	46.96	2.164956005	-108.25	33088618	24800423	92616050
16.00	13214.2	31092.2	79362.827	79644.14	20.3	160.0	3248	32.320	40.875	98.51	46.96	1.87540547	-281.31	31876259	21841758	85122653
17.00	17189.5	34103.2	90552.717	90933.22	20.3	160.0	3248	26.230	40.875	93.53	46.96	1.522026159	-380.51	30266370	18581993	76510267

Tabel 5.16 Perhitungan tulangan geser pada gelagar pratekan

<i>X</i>	<i>Vg</i>	<i>VL</i>	<i>Vu*</i>	<i>Vu = Vu* - Vp</i>	<i>bw</i>	<i>dpc</i>	<i>bw · dpc</i>	<i>e</i>	<i>ka</i>	<i>fd</i>	<i>fr</i>	<i>P'</i>	<i>Vp</i>	<i>Md</i>	<i>Ml</i>	<i>M*</i>	
<i>m</i>	Kg	Kg	Kg	Kg	cm	cm	cm ²	cm	cm				kg	Kgcm	Kgcm	Kgcm	
(1)	(2)	(3)	(4)		(5)	(6)	(5)	(7)	(8)	(9)			(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0	54090.5	39875.8	150069.283	147545.15	71.1	160.0	11376	30.000	27.190	0	46.96	1.74078478	2524.14	0	0	0	
1.00	50115.2	36864.8	138879.393	136414.18	71.1	160.0	11376	31.470	27.190	15.82	46.96	1.826083234	2465.21	5120581	3837035	14330825	
2.00	46139.9	33853.8	127689.503	125300.28	20.3	160.0	3248	32.940	40.875	30.42	46.96	1.911381688	2389.23	9843632	7372970	27542661	
3.00	42164.6	30842.8	116499.613	114203.43	20.3	160.0	3248	34.410	40.875	43.79	46.96	1.996680143	2296.18	14169153	10607805	39635508	
4.00	38189.3	27831.8	105309.723	103123.65	20.3	160.0	3248	35.880	40.875	55.93	46.96	2.081978597	2186.08	18097144	13541540	50609366	
5.00	32980.7	24820.8	92516.543	90457.63	20.3	160.0	3248	37.350	40.875	66.76	46.96	2.167277051	2058.91	21602939	16174174	60432169	
6.00	29005.4	21809.8	81326.653	79411.96	20.3	160.0	3248	38.820	40.875	76.06	46.96	2.252575505	1914.69	24612540	18505709	69007720	
7.00	25030.1	18798.8	70136.763	68383.36	20.3	160.0	3248	40.290	40.875	84.13	46.96	2.33787396	1753.41	27224611	20536144	76464282	
8.00	21054.8	15787.8	58946.873	57371.81	20.3	160.0	3248	41.760	40.875	90.98	46.96	2.423172414	1575.06	29439152	22265479	82801855	
9.00	17079.5	12776.8	47756.983	46377.32	20.3	160.0	3248	43.230	40.875	96.59	46.96	2.508470868	1379.66	31256163	23693714	88020439	
10.00	11870.9	9765.8	34963.803	33796.61	20.3	160.0	3248	44.700	40.875	100.85	46.96	2.593769322	1167.20	32632478	24820849	92063919	
11.00	7895.6	6754.8	23773.913	22837.25	20.3	160.0	3248	46.120	40.875	103.62	46.96	2.676166468	936.66	33531099	25646884	94884196	
12.00	3920.3	3743.8	12584.023	11922.09	20.3	160.0	3248	45.630	40.875	105.17	46.96	2.64773365	661.93	34032190	26171819	96585484	
13.00	55.0	732.8	1537.262	1154.64	20.3	160.0	3248	43.960	40.875	105.49	46.96	2.550829964	382.62	34135751	26395653	97167783	
14.00	4030.3	2278.2	9795.757	9676.25	20.3	160.0	3248	41.190	40.875	104.58	46.96	2.390097503	119.50	33841782	26318388	96631093	
15.00	9238.9	28081.2	68172.937	68281.18	20.3	160.0	3248	37.310	40.875	102.26	46.96	2.164956005	-108.25	33088618	24800423	92616050	
16.00	13214.2	31092.2	79362.827	79644.14	20.3	160.0	3248	32.320	40.875	98.51	46.96	1.87540547	-281.31	31876259	21841758	85122653	
17.00	17189.5	34103.2	90552.717	90933.22	20.3	160.0	3248	26.230	40.875	93.53	46.96	1.522026159	-380.51	30266370	18581993	76510267	

$$(10) \quad P' = (0.8 * F * e) / L^2 \quad fpc = 93.8 \text{ kg/m}^2$$

$$(14) \quad V_p = P'(0.5L - X) \dots \dots \dots L = \text{bentang Parabola}, P' = (0.8 * F * e) / L^2$$

(13) $M_d = M(\text{Berat sendiri Gelagar} + \text{Lantai Kendaraan} + \text{Diapragma})$

$$(14) \quad M^* = 1.3 M_d + 2 M_L$$

$M_d = \text{Momen akibat beban mati}, M_L = \text{Momen beban hidup}$

X m	M_{cr} Kg/cm	V_{ci} Kg	V_{cw} Kg	V_c Kg	V_n Kg	V_s Kg	S_{min} $V_c > V_n$	S cm^2	$Sengkang$ $dipakai$
(1)	(16)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)
0.00	50080664.735	57,906.08	1,065,007.69	57,906.08	173,582.52	115676.45	8.61	8.469	Ø10 - 20
1.00	45856783.763	53,930.78	1,064,948.76	53,930.78	160,487.27	106556.49	8.61	9.194	Ø10 - 20
2.00	50378282.790	47,229.26	306,176.53	47,229.26	147,412.09	100182.83	30.16	9.779	Ø10 - 20
3.00	46949461.817	43,253.96	306,083.48	43,253.96	134,356.98	91103.01	30.16	10.754	Ø10 - 30
4.00	43918170.845	39,278.66	305,973.38	39,278.66	121,321.94	82043.27	30.16	11.941	Ø10 - 30
5.00	41309075.872	34,070.06	305,846.21	34,070.06	106,420.74	72350.68	30.16	13.541	Ø10 - 30
6.00	39196174.899	30,094.76	305,701.99	30,094.76	93,425.84	63331.08	30.16	15.469	Ø10 - 30
7.00	37480803.927	26,119.46	305,540.71	26,119.46	80,451.01	54331.55	30.16	18.032	Ø10 - 60
8.00	36162962.954	22,144.16	305,362.36	22,144.16	67,496.25	45352.09	30.16	21.602	Ø10 - 60
9.00	35242651.981	18,168.86	305,166.96	18,168.86	54,561.56	36392.70	30.16	26.920	Ø10 - 60
10.00	34763036.509	12,960.26	304,954.50	12,960.26	39,760.71	26800.45	30.16	36.555	Ø10 - 60

11.00	34730615.536	8,984.96	304,723.96	8,984.96	26,867.36	17882.40	30.16	54.785	Ø10 - 60
12.00	33930624.563	5,009.66	304,449.23	5,009.66	14,025.99	9016.33	30.16	108.656	Ø10 - 60
13.00	32808363.591	1,144.46	304,169.93	1,144.46	1,358.40	213.94	30.16	-52.398	Ø10 - 60
14.00	31412632.618	5,119.76	303,906.81	5,119.76	11,383.83	6264.06	30.16	156.397	Ø10 - 60
15.00	29798996.645	10,328.36	303,679.05	10,328.36	80,330.81	70002.44	30.16	13.995	Ø10 - 60
16.00	27967455.673	14,303.66	303,505.99	14,303.66	93,698.99	79395.32	30.16	12.339	Ø10 - 60
17.00	25862444.700	18,278.96	303,406.79	18,278.96	106,980.26	88701.30	30.16	11.045	Ø10 - 30
18.00	23483963.727	22,254.26	303,400.61	22,254.26	120,152.11	97897.85	30.16	10.007	Ø10 - 30
19.00	20825912.755	26,229.56	303,506.86	26,229.56	133,191.69	106962.13	30.16	9.159	Ø10 - 30
20.00	17968456.282	31,438.16	303,744.85	31,438.16	147,962.50	116524.34	30.16	8.408	Ø10 - 30
21.00	26080295.309	35,413.46	303,441.06	35,413.46	161,484.48	126071.02	30.16	7.771	Ø10 - 30
22.00	36889364.337	39,388.76	302,882.09	39,388.76	175,306.66	135917.90	30.16	7.208	Ø10 - 30
23.00	47967863.364	43,364.06	302,198.63	43,364.06	189,275.31	145911.25	30.16	6.714	Ø10 - 30
24.00	58370292.391	47,339.36	301,479.77	47,339.36	203,285.60	155946.24	30.16	6.282	Ø10 - 30
25.00	68201415.419	52,547.96	300,755.55	52,547.96	219,188.43	166640.47	30.16	5.879	Ø10 - 30
26.00	71073895.024	56,523.26	300,057.09	56,523.26	233,174.73	176651.47	30.16	5.546	Ø10 - 20
27.00	67919945.997	60,498.56	299,414.30	60,498.56	247,095.52	186596.96	30.16	5.250	Ø10 - 20
28.00	54947016.970	67,200.08	1,057,554.69	67,200.08	260,914.05	193713.98	8.61	5.057	Ø10 - 20
29.00	48856907.942	71,175.38	1,057,115.55	71,175.38	274,595.27	203419.89	8.61	4.816	Ø10 - 20

Keterangan :

- (15) $M_g = M(\text{beban sekunder} + \text{Maspal} + \text{airhujan})$
- (16) $M_{cr} = F.(e + ka) + (fr-fd).wb \rightarrow F = 613008 \text{ Kg} \rightarrow fr = 46,96 \text{ Kg/cm}^2$
- (18) $V_{ci} = 0.05 \cdot bw \cdot dpc \cdot \sqrt{f'_c} + V_g + (V_l + M_{cr}/M_{max})$
- (19) $V_{cw} = (0.3 \sqrt{f'_c} + fpc) bw \cdot dpc + V_p fpc = 2+5$
- (20) V_c adalah nilai terkecil dari V_{ci} dan V_{cw}
- (22) $V_s = V_n - V_c$
 $V_c/2 < V_n < V_c$ Tulangan geser tidak diperlukan (gunakan sengkang minimum)
- (23) $S_{min} = (A_v * 3 * f_y)/bw$ tul diameter 10 mm ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)
- (24) $S = (A_v \cdot f_y \cdot D)/V_s \rightarrow A_v = 2 \times 0.25 \times \pi \times 1^2 = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow f_y = 3900 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow d = 160 \text{ cm}$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PERENCANAAN LANDASAN

6.1 PEMBEBANAN

1. Beban Vertikal

A. Pembebanan Vertikal Pada Tumpuan A dan C

Beban Mati

- Berat gelagar utama = 33684,95 Kg
 - Berat balok diaphragma = 4933,24 Kg
 - Berat plat lantai kendaraan
- Berat aspal + muatan sekunder = 22246,77 Kg
 $P_1 = 60864,96$ Kg

Beban Hidup

- Akibat beban lalu-lintas Terpusat (KEL) = 15400 Kg
 - Akibat beban lalu-lintas Terpusat (UDL) = 29499,525 Kg
- $P_2 = \text{KEL} + \text{UDL}$ 44899,525 Kg

$$\begin{aligned}\text{Beban total} &= P_1 + P_2 = 60864,96 + 44899,525 \\ &= 105764,485 \text{ Kg}\end{aligned}$$

B. Pembebanan Vertikal Pada Tumpuan B

Pembebanan pada tumpuan B adalah sebagai berikut :

Beban Mati

- Berat gelagar utama = 67369,9 Kg
 - Berat balok diaphragma = 9866,48 Kg
 - Berat plat lantai kendaraan
- Berat aspal + muatan sekunder = 44493,54 Kg +
 $P_3 = 121729,92$ Kg



G = modulus geser = 0.69 MPa

A_t = luas denah karet

Tangensial di tumpuan A dan C

$$\alpha_a = \frac{74285,497 \times 97}{1000 \times 480 \times 250 \times 0.69} = 0.087$$

$\alpha_b = 0$ (lebar jembatan = 9m < 10 m)

Maka $\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b = 0,087 + 0 = 0,087$

Tangensial di tumpuan B

$$\alpha_a = \frac{104568,278 \times 117}{1000 \times 480 \times 380 \times 0.69} = 0,097$$

$\alpha_b = 0$ (lebar jembatan = 9m < 10 m)

Maka $\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b = 0,097 + 0 = 0,097$

4. PERPUTARAN RELATIF

1. Akibat beban mati

a. Berat sendiri gelagar utama

$$q = 23,231 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{23,231 \times 2900^3}{48 \times 360565,9621690000} = 0,0015 \text{ rad}$$

b. Berat plat lantai kendaraan

$$q = 11,544 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{11,544 \times 2900^3}{48 \times 360565,9621690000} = 0,00075 \text{ rad}$$

c. Berat balok melintang/diaphragma

$$P = 12,33 \text{ Kg}$$

$$\theta = \frac{P \cdot L^2}{32EI} = \frac{12,33 \times 2900^2}{32 \times 360565,9621690000} = 0,00013 \text{ rad}$$

d. Berat aspal + muatan sekunder

$$q = 4,75 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{4,75 \times 2900^3}{48 \times 360565,9621690000} = 0,0003 \text{ rad}$$

2. Akibat Beban Hidup

a. Beban hidup merata

$$q = 30,11 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{30,11 \times 2900^3}{48 \times 360565,96 \times 21690000} = 0,002 \text{ rad}$$

b. Beban hidup terpusat

$$P = 22792 \text{ Kg}$$

$$\theta = \frac{P \cdot L^2}{32EI} = \frac{22792 \times 2900^2}{32 \times 360565,96 \times 21690000} = 0,00077 \text{ rad}$$

$$\alpha_{ap} = 0,00013 + 0,00077 = 0,0009 \text{ rad}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{aq} &= 0,0015 + 0,00075 + 0,00031 + 0,002 \\ &= 0,0045 \text{ rad}\end{aligned}$$

6.2 PERHITUNGAN LANDASAN

Plat landasan yang digunakan adalah plat yang terbuat dari bahan karet atau yang biasa disebut Rubber Bearing Pad. Landasan karet ini mempunyai dua tipe, yaitu :

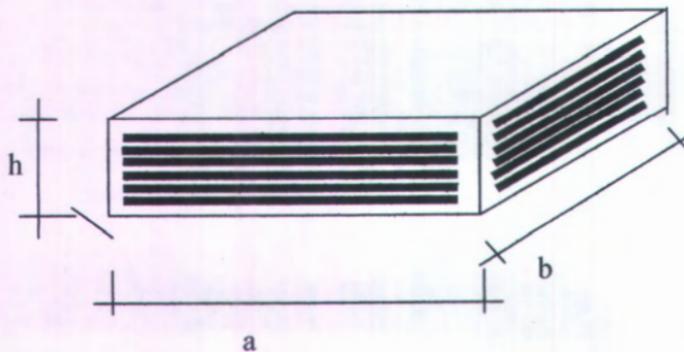
- Tipe A, Chemically Protected Externally, yang mempunyai lapisan-lapisan karet dan baja pada lapisan dalam sedangkan lapisan terluarnya terdiri dari lapisan baja.
- Tipe B, Fully Eveloped in Rubber, tipe ini mempunyai lapisan karet dan baja terbungkus dalam lapisan karet setebal 3 mm.

6.2.1 Pada Perletakan A dan C

Maka direncanakan elastomer dengan dimensi 480 x 250 mm dengan data :

- Kekuatan Geser Maximum pada rotasi nol
= 1237 kN (elastomer A&C)
- Kekuatan tekan pada geser nol
= 397×10^3 kN/m (elastomer A&C)
- Panjang elastomer (a) = 480 mm

- Lebar elastomer (b) = 250 mm
 - Tebal karet dalam (ti) = 9 mm
 - Tebal tiap plat baja (ts) = 5 mm
 - Jumlah lapisan karet (n) = 6 lapis
 - Tinggi keseluruhan (t) = 101 mm
 - Tebal selimut atas dan bawah (tc) = 6 mm
 - Tebal selimut sisi = 10 mm
 - Luas denah elastomer (Ar) = 120000



Gambar 6.1 Elastomer bearing pad perletakkan A

6.2.2 Kontrol Perletakan pada tumpuan A dan C

- a. Faktor bentuk harus berada $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{axb}{2(a+b)t_1} = \frac{480 \times 250}{2 \times (480 + 250) \times 14} = 5,87$$

$$a = 480 \text{ mm} ; \quad b = 250 \text{ mm} ;$$

$$t_1 = 1.4 \times t_c = 1.4 \times 10 = 14 \text{ mm}$$

Jadi $4 \leq 5,87 \leq 12$ OK

- b. Jumlah regangan tekan, perputaran dan geser

$$E_{sc} + E_{st} + E_{sh} = E_t \leq \frac{2.6}{\sqrt{G}}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{eff}} &= A \left(1 - \frac{\alpha_a}{a} - \frac{\alpha_b}{b}\right) \\ &= 480 \times 250 \left(1 - \frac{0,097}{480} - \frac{0}{250}\right) \\ &= 119975,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$E_{sc} = \frac{6 \times S \times V \times 10^3}{3 \times A_{eff} \times G \times (1+2S^2)} = \frac{6 \times 5,87 \times 1057,6448 \times 10^3}{3 \times 119975,75 \times 0,69 \times (1+2 \times 5,87^2)} = 2,15$$

$$E_{st} = \frac{(\alpha_{aq} \times a^2) + (\alpha_{ap} \times b^2)}{2 \times t \times t_1} = \frac{(0,0045 \times 480^2) + (0,0009 \times 250^2)}{2 \times 97 \times 14} = 0,402$$

$$E_{sh} = \frac{\alpha_s}{t} = \frac{0,087}{101} = 0,00086$$

$$E_t = 2,15 + 0,402 + 0,00086 \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}} = \frac{2,6}{\sqrt{0,69}} \\ = 2,55 \leq 3,13 \dots \text{OK}$$

c. Luas tumpuan eff min, $A_{\text{eff}} \geq 0,9 \text{ A}$

$$119975,75 \text{ mm}^2 \geq 0,9 (480 \times 250)$$

$$119982,5 \text{ mm}^2 \geq 108.000 \text{ mm}^2$$

maka Regangan Maximum $E_{sh \max} = 0,7$

$$E_{sh \max} \geq E_{sh} \\ 0,7 \geq 0,00086 \dots \text{OK}$$

d. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$\frac{1,4V}{E_{sc} \times V_{LL}} \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1$$

$$V_{LL} = \text{reaksi oleh beban hidup saja (KEL dan UDL)} \\ = 44899,525 \text{ kg}$$

$$\frac{1,4 \times 105764,525}{2,15 \times 44899,525} \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1$$

$$1,53 \geq 1 \dots \text{OK}$$

- e. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b_e \times G \times S}{3 \times t} ; b_e = \text{nilai terkecil}$$

dari a atau b yaitu 250 mm

$$\frac{105764,525}{119975,75} \leq \frac{2 \times 250 \times 0,069 \times 5,87}{3 \times 101}$$

$$0,88 \text{ kg/mm}^2 \leq 0,67 \text{ kg/mm}^2 \dots \text{OK}$$

- f. Tebal minimum t_i dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3 \text{ mm} \leq t_i \geq \frac{3V \times t_1 \times 1000}{A \times f_y} ; f_y = \text{tegangan leleh}$$

baja = 240 MPa

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq \frac{3 \times 1057,64525 \times 1000 \times 14}{480 \times 250 \times 240} \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq 1,54 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

- g. Tahanan gesekan tidak cukup dan tahanan geseran mekanis diperlukan bila :

$$H \leq 0,1 (V + (3 \times A_{eff} \times 10^3))$$

$$74285,497 \leq 0,1 (105764,525 + (3 \times 119975,75 \times 10^3))$$

$$74285,497 \leq 36003301,45 \dots \text{OK}$$

6.2.3 Pada Perletakan B

Maka direncanakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 mm dengan data :

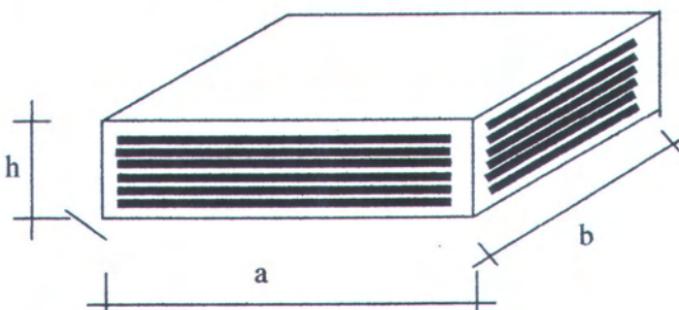
Kekuatan Geser Maximum pada rotasi nol = 2484 kN (elastomer A)

Kekakuan tekan pada geser nol = 1005×10^3 kN/m (elastomer A)

- Panjang elastomer (a) = 480 mm

- Lebar elastomer (b) = 380 mm

- Tebal karet dalam (t_i) = 9 mm
- Tebal tiap plat baja (t_s) = 5 mm
- jumlah lapisan karet (n) = 6 lapis
- tinggi keseluruhan (t) = 101 mm
- tebal selimut atas dan bawah (t_c) = 6 mm
- tebal selimut sisi = 10 mm
- Luas denah elastomer (A_r) = 182400 mm²



Gambar 6.2 Elastomer bearing pad perletakan B

6.2.4 Kontrol Perletakan pada tumpuan B

- a. Faktor bentuk harus berada $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{axb}{2(a+b)t_1} = \frac{480 \times 380}{2 \times (480 + 380) \times 14} = 7,57$$

$$a = 480 \text{ mm} ; \quad b = 380 \text{ mm} ;$$

$$t_1 = 1.4 \times t_c = 1.4 \times 10 = 14 \text{ mm}$$

Jadi $4 \leq 7,57 \leq 12 \dots \dots \dots \text{OK}$

- b. Jumlah regangan tekan, perputaran dan geser

$$E_{sc} + E_{st} + E_{sh} = E_t \leq \frac{2.6}{\sqrt{G}}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{eff}} &= A \left(1 - \frac{\alpha_a}{a} - \frac{\alpha_b}{b}\right) \\
 &= 480 \times 380 \left(1 - \frac{0,097}{480} - \frac{0}{380}\right) \\
 &= 182363,14 \text{ mm}^2 \\
 E_{sc} &= \frac{6 \times S \times V \times l \vartheta}{3 \times A_{\text{eff}} \times G \times (1+2\varsigma^2)} = \frac{6 \times 7,57 \times 1217,29 \vartheta}{3 \times 182363,14 \times 0,69 \times (1+2 \times 7,57^2)} = 1,27 \\
 E_{st} &= \frac{(\alpha_{aq} \times a^2) + (\alpha_{ap} \times b^2)}{2 \times t \times t_l} = \frac{(0,0045 \times 480^2) + (0,0009 \times 380^2)}{2 \times 11 \times 14} = 0,356 \\
 E_{sh} &= \frac{\alpha_s}{t} = \frac{0,097}{101} = 0,00096 \\
 E_t &= 1,27 + 0,356 + 0,00096 \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}} = \frac{2,6}{\sqrt{0,69}} \\
 &= 1,63 \leq 3,13 \quad \dots \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

- c. Luas tumpuan eff min, $A_{\text{eff}} \geq 0,9 \text{ A}$
 $182363,14 \text{ mm}^2 \geq 0,9 (480 \times 380)$
 $182363,14 \text{ mm}^2 \geq 164160 \text{ mm}^2$
maka Regangan Maximum $E_{sh \max} = 0,7$
 $E_{sh \max} \geq E_{sh}$
 $0,7 \geq 0,00083 \quad \dots \dots \dots \text{OK}$

- d. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$\frac{1.4V}{E_{sc} \times V_{LL}} \sqrt{\frac{0.69}{G}} \geq 1$$

V_{LL} = reaksi oleh beban hidup saja (KEL dan UDL)
= 89799,05 kg

$$\frac{1,4 \times 121528,97}{1,27 \times 89799,05} \sqrt{\frac{0.69}{0.69}} \geq 1$$

1,50 $\geq 1 \quad \dots \dots \dots \text{OK}$

- e. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b_e \times G \times S}{3 \times t} ; b_e = \text{nilai terkecil dari } a$$

atau b yaitu 250 mm

$$\frac{121528,97}{182363,14} \leq \frac{2 \times 380 \times 0,069 \times 7,57}{3 \times 101}$$

$$0,67 \text{ kg/mm}^2 \leq 1,13 \text{ kg/mm}^2 \dots \text{OK}$$

- f. Tebal minimum t_i dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3 \text{ mm} \leq t_i \geq \frac{3V \times t_i \times 1000}{A \times f_y} ; f_y = \text{tegangan leleh}$$

baja = 240 MPa

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq \frac{3 \times 2115,2897 \times 1000 \times 14}{480 \times 380 \times 240} \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq 2,03 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

- g. Tahanan gesekan tidak cukup dan tahanan geseran mekanis diperlukan bila :

$$H \leq 0,1 (V + (3 \times A_{eff} \times 10^3))$$

$$104568,278 \text{ kg} \leq 0,1 (211528,97 + (3 \times 182363,14 \times 10^3))$$

$$104568,278 \text{ kg} \leq 54730094,9 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

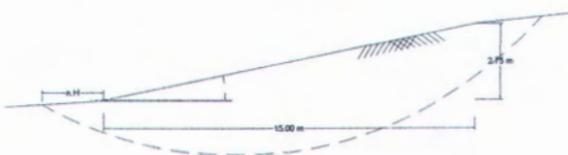
BAB VII

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

7.1 PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN

7.1.1 Data teknis

1. Kelongsoran Abutment pada Tumpuan A & C



$$\tan \beta = \frac{2,75}{15,00} = 0,18 \rightarrow \beta = \text{arc tan } 0,18 = 10,39^0$$

Untuk $\beta < 53^0$, lingkaran kritis mungkin berupa ujung dasar talud, lereng talud, atau lingkaran titik tengah tergantung pada letak lapisan keras yang berada dibawah talud. Hal ini dinamakan fungsi kedalaman (*depth function*).

Chek angka keamanan terhadap kelongsoran :

$\rho = 1,889 \text{ gram/cm}^3 = 1889 \text{ kg/m}^3$ (nilai kerapatan diambil dari data tanah)

$\phi = 30^0$ (dari data tanah Jembatan sukoram)

$\gamma = \rho \times g = \frac{1889 \times 9,81}{1000} = 18,53 \text{ KN/m}^2$ (Berat Volume tanah)

$c = 4,75 \text{ KN/m}^2$ (diambil dari data tanah)

$$Fs = \frac{c}{\rho \cdot H \cdot coc^2 \cdot 10,39 \cdot \tan 10,39} + \frac{\tan 30}{\tan 10,39}$$

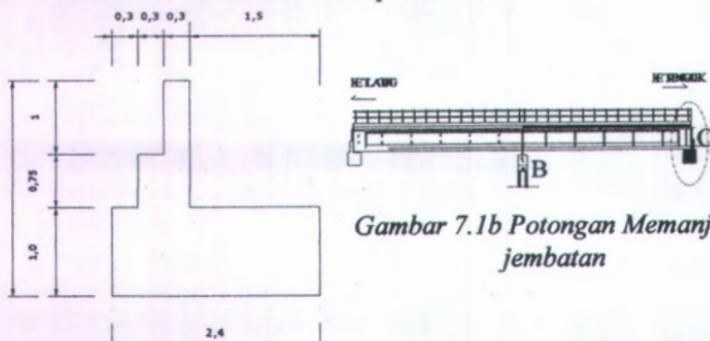
$$Fs = \frac{4,75}{18,53 \cdot 2,75 \cdot coc^2 \cdot 10,39 \cdot \tan 10,39} + \frac{\tan 30}{\tan 10,39}$$

$$Fs = 0,525 + 3,15$$

Fs = 3,67 > 1 Oke !

Karena $Fs > 1$ maka talud dalam keadaan aman terhadap longsor . Umumnya harga 1,5 untuk angka keamanan ($Fs=1,5$) terhadap kekuatan geser dapat diterima untuk merencanakan stabilitas talud (Braja M Das, Jilid 2 , Hal 167).

2. Dimensi Abutment / Pile Cap



Gambar 7.1a Abutmen Tipe Pile Cap

Gambar 7.1b Potongan Memanjang jembatan

3. Data Bangunan Atas

Type : Jembatan Balok Prestressed

Bentang : 58 meter (2 x 29 m)

Lebar : 9 meter (7 m lantai kendaraan
+ 2x1 Trotoar)

Tinggi Balok : 1,6 meter

Struktur : Statis Tak tentu

4. Rencana Bangunan Bawah

Type Abutment : Pile Cap

Mutu Beton: K-300 ($f_c = 30 \text{ Mpa}$)

Mutu Baja : U-300 ($f_y = 300 \text{ Mpa}$)

Jenis Pondasi : Tiang pancang Beton

Diameter Tiang : 0,40 m

7.1.2 Statika Pembebaan

1. Beban Vertikal Pada Abutmen (Perletakan A = C)

a. Reaksi Total akibat beban mati

$$R = 3043248 \text{ N}$$

b. Reaksi Total Akibat beban Hidup (KEL + UDL)

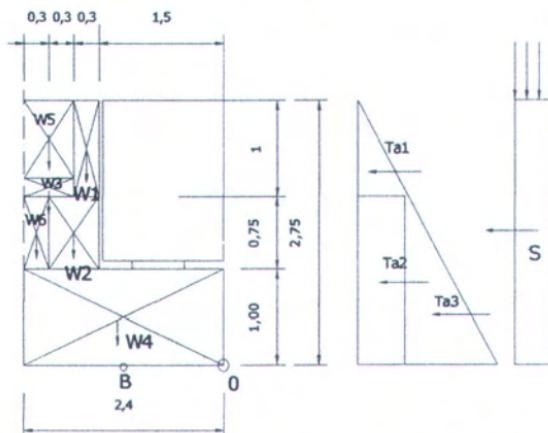
$$R = 2244976,25 \text{ N}$$

c. Reaksi Total Maximum Akibat beban Mati dan beban Hidup

$$R = 5288224,25 \text{ N}$$

d. Berat Abutment, tanah, dan plat injak

Lebar kepala jembatan 11 m, dibuat dari beton bertulang di atas pondasi tiang pancang, $\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$, $\gamma_t = 1700 \text{ Kg/m}^3$, $\theta = 25^\circ$



Gambar 7.2 Gaya yang terjadi akibat abutment dan tekanan tanah

Tabel 7.1a Perhitungan Gaya berat terhadap titik o abutment

No.gaya	Pembebanan	Berat	M terhadap x		M terhadap Y	
	Uraian	(ton)	ex	Mx (tm)	ey	My (tm)
W1	= 1 * 0.3 * 11 * 2.5	7.425	1.65	12.251	2.2	16.335
W2	= 0.75 * 0.6 * 11 * 2.5	12.375	1.8	22.275	1.375	17.01563
W3	= 0.2 * 0.6 * 9 * 2.5	2.7	2.1	5.670	1.85	4.995
W4	= 1 * 2.4 * 11 * 2.5	66	1.2	79.200	0.5	33
total V		88.5	Mx=	119.396	My =	71.34563

$$\text{Titik berat : } Yz = My/V = 71,346/88.5 = 0,806 \text{ m}$$

$$Xz = Mx/V = 119,396/88,5 = 1,349$$

Tabel 7.1b Perhitungan berat tanah di belakang abutment

No.gaya	Pembebanan	Berat	M terhadap x		M terhadap Y	
	Uraian	(ton)	ex	Mx (tm)	ey	My (tm)
W5	= 0.6 * 0.7 * 11 * 1.7	7.854	2.1	16.4934	2.3	18.0642
W6	= 0.75 * 0.3 * 11 * 1.7	4.2075	2.25	9.46688	1.375	5.785313
total V =		12.0615	Mx =	25.9603	My =	23.84951

$$\text{Titik berat : } Yz = My/V = 21,68138/10,965 = 1,977 \text{ m}$$

$$Xz = Mx/V = 23,60025/10,965 = 2,152 \text{ m}$$

2. Beban Horisontal pada Abutmen

a. Akibat tekanan tanah

Koefisien tekanan tanah (Ka) $\theta = 25^\circ$

$$Ka = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = 0,406$$

Tabel 7.2 Perhitungan Tekanan tanah di belakang abutment

No.gaya	Pembebatan	Berat	M terhadap y	
	Uraian	(ton)	ey	My (tm)
Tal	= 1/2*1.7*0.9*0.9*0.406*11	3.074841	2.05	6.303424
Ta2	= 1.7*1.75*1.75*0.406*11	23.25111	0.875	20.34472
Ta3	= 1/2*1.7*1.75*1.75*0.406*11	11.62556	0.583	6.777699
	total H =	37.95151	My =	33.42585

Untuk tekanan tanah terdapat koeff terkurangi sebesar 0,8
(BDM,BMS tabel 2.1 hal 2.6)

$$H = 37,952 \times 0,8 = 30,362 \text{ ton}, My = 26,741 \text{ tm}$$

b. Akibat gaya gesekan

$$Ra = 3043248 \text{ N}$$

$$Gs = \text{Koeff} \times Ra$$

$$Gs = 0,16 \times 3043248 \text{ N} \rightarrow Ya = 1,0 \text{ m}$$

$$Gs = 486919,68 \text{ N} = 48,692 \text{ ton}, My = 48,692 \text{ tm}$$

c. Akibat gaya rem

Pengaruh Rem dan Percepatan lalu lintas dipertimbangkan sebagai gaya memanjang, gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan, besarnya gaya diberikan dalam tabel 2.13 BMS, BDM hal 2-21

$$H_3 = 25.000 \text{ kg (untuk rencana SLS)} = 250.000 \text{ N}$$

$$Yr = \text{Tinggi Gelagar Komposit} + 1 \text{ m} = 1,8 + 1 \\ = 2,8 \text{ m}$$

$$My = 25 \text{ ton} \times 2,8 \text{ m} = 70 \text{ tm}$$

d. Akibat Beban Statik gempa bumi

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_T$$

dimana :

$$Kh = \text{koefisien beban gempa horisontal} = C \cdot S$$

$$C = \text{koefisien geser dasar} = 0,10 \text{ (zone 4, tanah sedang) BMS 1992, tabel 2.12 halaman. 2-50}$$

I = faktor kepentingan = 1,0 (BMS 1992, tabel 2.13 halaman. 2-50)

S = faktor tipe bangunan = 1,3 F

F ≤ 1.00

$$S = 1.3 F = 1.3 \times 1.00 = 1.30$$

$$Kh = 0.10 \times 1.30 = 0.13$$

Tabel 7.3a Perhitungan gaya gempa

No.gaya	Pembebatan		Berat (kg)	M terhadap y ey	My (kgm)	Ket
	Uraian					
TeQ1	= 0.13 * 1 * 304324,8		39562.22	1.925	76157.3	Bang atas
TeQ2	= 0.13 * 1 * 88500		11505	0.813	9353.57	Bang Bawah
TeQ3	= 0.13 * 1 * 12062		1568.06	1.96	3073.4	Tanah Urug
	H =		52635.28	My =	88584.2	

$$My = 88,584 \text{ tm}, H = 52,635 \text{ t}$$

e. Akibat beban angin

Gaya angin rencana pada bangunan atas dihitung berdasarkan 2 persamaan berikut ini (PPTJ, BMS pasal 2.4.6 hal 2-43) :

1. Tekanan angin pada bangunan atas (KN)

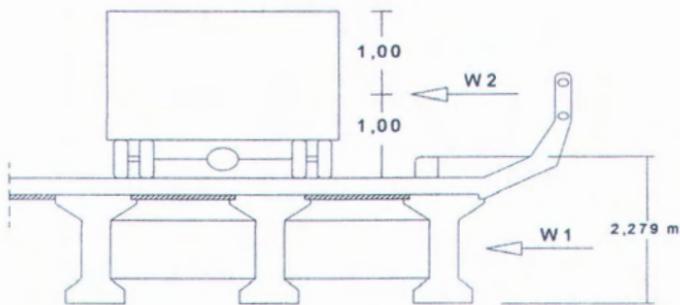
$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0006 C_w V_w^2 A_b \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \times (2,05 \times 58) \\ &= 80,258 \text{ KN} = 8025,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_1 = \frac{8025,8}{2} = 4012,9 \text{ Kg} \rightarrow Y_A = 2,05 \text{ m}$$

2. Tekanan angin merata pada Kendaraan (KN/m)

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 C_w V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 1,25 \times 30^2 = 1,35 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$W_2 = \frac{135 \times 58}{2} = 3915 \text{ Kg} \rightarrow Y_A = 4,05$$



Gambar 7.3 Beban horisontal akibat angin

- f. Akibat pengaruh susut dan suhu pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m (**BDM, BMS hal 7-6**).

Tabel 7.3b Rekapitulasi gaya-gaya yang bekerja pada Abutmen.

No.	AKSI	Besar Gaya (Ton)
1	Beban Permanen (M)	
	Berat Bangunan Atas	304.3248
	Berat Bangunan Bawah	88.5
	Tanah Urug pada Abutment	12.062
		404.8868
2	Tekanan Tanah (Ta)	
	Ta1 + Ta2 + Ta3	30.362
3	Beban Lalu Lintas Vertikal/Lajur (D)	
	Beban Hidup KEL + UDL	224.497

4	Beban Lalu Lintas Horizontal ®	
	Gaya Rem	25
5	Gesekan Perletakan (Gs)	48.692
6	Pengaruh suhu (S)	-
7	Aliran Sungai/Hanyutan	Pilar
8	Beban Angin (Tew)	
	Pada Bangunan atas	4.013
	Pada Kendaraan merata	3.915
		7.928
9	Beban Gempa (TeQ)	
	Bangunan Atas	39.562
	Bangunan Bawah	11.505
	Tanah Urug	1.568
		52.635

7.1.3 Kombinasi Pembebatan

Untuk kombinasi Beban Rencana didasarkan pada tabel 2.19 BDM,BMS hal 2-28 dimana terdapat 6 kombinasi kritis untuk keadaan kelayanan (SLS)

Berikut aksi rencana yang diberikan dalam peraturan

Tabel 7.3c Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS

AKSI	faktor	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
Beban Permanen/beban mati (M)	Normal	x	x	x	x	x	x
Tekanan Tanah (Ta)	Terkurangi	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	Normal	x	o	o	o	o	-
Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	Normal	x	o	o	o	o	-
Gesekan perlakuan (Gs)		o	o	x	o	o	o

Pengaruh suhu (S)		o	o	x	o	o	o
Aliran sngai/hanyutan (As)		o	-	o	x	o	o
beban angin (Tew)		o	-	o	o	x	o
beban gempa (TeQ)	Normal	-	x	-	-	-	-

Ket:

x = Beban yang selalu aktif

o = Beban yang boleh dikombinasikan dengan beban Aktif (x)

atau seperti ditunjukkan dalam kombinasi berikut :

(1) = Semua beban 'X' + beban 'o' (salah satu) atau

$$(2) = (1) + 0.7 \text{ beban o}$$

(3) = (1) + 0.5 beban 'o'+ beban

0.5 'o'

Untuk perencanaan Jembatan ini kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut = Semua beban x + salah satu beban o

Berikut jenis kombinasi pembebanaanya :

1. M + ta + D + R + Tew
 2. M + Ta + Teq + D
 3. M + Ta + Gs + R
 4. M + Ta + As + Tew + Gs
 5. M + Ta + Tew + R
 6. M + Ta + Gs + S

Tabel 7.4 Kombinasi Momen pada abutmen terhadap titik B

Mv	Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	0	0	-	-	-	-
Mh//	Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	70	-	70	-	70	-
Mh//	Gesekan perletakan (Gs)	-	-	48.692	48.692	-	-
Mh//	Pengaruh suhu (S)	-	-	-	-	-	0
Mh ^L	Aliran sngai/hanyutan (As)	-	-	-	pilar	-	-
Mh ^L	bebán angin (Tew)	24.082	-	-	24.082	24.082	-
Mh ^L	bebán gempa (TeQ)	-	88.584	-	-	-	-
Total Momen (My) (ton m)		145.36	145.36	145.36	145.357	145.36	145.357
Total Momen (Mh//) (ton m)		96.741	26.741	145.433	75.433	96.741	26.741
Total Momen (Mh^L) (ton m)		24.082	88.584	0	24.082	24.082	0

Tabel 7.5 Kombinasi gaya vertikal pada abutmen

Kode	AKSI	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
	Beban Permanen (M)						
V	Berat bangunan atas	304.325	304.325	304.325	304.325	304.325	304.325
V	Berat bangunan bawah	88.5	88.5	88.5	88.5	88.5	88.5
V	Tanah Urug pada abutmen	12.062	12.062	12.062	12.062	12.062	12.062
V	Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	224.5	224.5	-	-	-	-
Gaya Vertikal (V) (ton)		629.38	629.38	404.89	404.89	404.89	404.887

Tabel 7.6 Kombinasi gaya Horisontal pada abutmen

Kode	AKSI	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
H//	Tekanan Tanah (Ta)	30.361	30.361	30.361	30.361	30.361	30.361
H//	Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	25	-	25	-	25	-
H//	Gesekan perletakan (Gs)	-	-	48.692	48.692	-	48.692
H//	Pengaruh suhu (S)	-	-	-	-	-	0
H ^L	Aliran sngai/hanyutan (As)	-	-	-	-	-	-

H _L	bebani angin (Tew)	7.928	-	-	7.928	7.928	-
H _L	bebani gempa (TeQ)	-	52.635	-	-	-	-
Total Gaya Horisontal(H//) (ton)		55.361	30.361	104.053	79.053	55.361	79.053
Total Gaya Horisontal(H_L) (ton)		7.928	52.635	0	7.928	7.928	0

Ket = Untuk tekanan tanah terdapat faktor terkurangi sebesar 0,8

= beban kombinasi menurut Peraturan BMS 1992 untuk rencana SLS

7.1.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dari data Boring,Titik Bor I (arah TL. Agung) dapat dilihat bahwa formasi lapisan tanah keras pada kedalaman -18,00 m (lempung keras) dan pada titik Bor II (arah Trenggalek), pada kedalaman -18,00 m, sehingga tipe pondasi yang dipilih adalah pondasi dalam yaitu dengan pondasi tiang dengan ujung tiang direncanakan pada elevasi -18,00 meter.

7.1.4.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang

Spesifikasi Tiang pancang yang dipergunakan :

Tiang pancang Type WIKA :

Jenis : Bulat

Diameter luar : 40.00 cm

Tebal : 6.5 cm

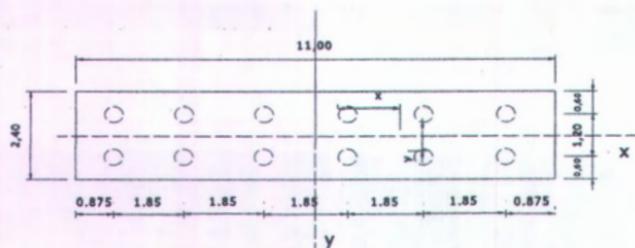
Panjang Rencana : 18.00 m

Luas penampang (Ab) : $\frac{1}{4} \times \pi \times 40^2 = 1256,637 \text{ cm}^2$

Keliling : $\pi \times 40 = 125,66 \text{ cm}$

Jmlh Tiang Pancang : 12 buah (2 x 6 baris)

Dimensi Poer : 11 m x 2,4 m



Gambar 7.4 Susunan Tiang pancang pada abutmen

a. Beban vertikal

$$\sum x^2 = 2 (2 \times 0,925^2 + 2 \times 2,775^2 + 2 \times 4,625^2) = 119,787 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 14 (0,6^2) = 5,04 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 4,625 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$N = 12$$

$$M_x = M_h \perp$$

$$M_y = M_v + M_h //$$

$$P_o = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma Y^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma X^2}$$

Tabel 7.7 harga P_{\max} dan P_{\min} berdasarkan Beban kombinasi rencana

uraian	Kombinasi					
	1	2	3	4	5	6
Total gaya vertikal (V)	629.384	629.384	404.887	404.887	404.887	404.887
Total Momen (M _v) (ton m)	145.357	145.357	145.357	145.357	145.357	145.357
Total Momen (M _{h//}) (ton m)	96.741	26.741	145.433	75.433	96.741	26.741
Total Momen (M _{h⊥}) (ton m)	24.082	88.584	0	24.082	24.082	0
$M_y = M_v + M_{h//}$	242.097	172.097	290.789	220.789	242.097	172.097
$M_x = M_{h\perp}$	24.082	88.584	0	24.082	24.082	0
P_{\max} (ton)	57.087	62.087	40.048	40.236	41.051	35.506
P_{\min} (ton)	32.825	27.825	17.793	17.605	16.790	22.335

Dari tabel 7.7 dapat diketahui harga $P_{max} = 62,087$ ton dan $P_{min} = 16,790$ ton (kombinasi 2)

b. Beban horisontal

Beban H sejajar sumbu jembatan (kombinasi 3)

$$H_{0//} = \frac{52635}{6} = 8772,5 \text{ Kg/tiang}$$

1. Daya dukung tiang pancang yang diijinkan

a. Terhadap beban vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

➤ Berdasarkan kekuatan bahan

Luas penampang (Ab) : $1256,637 \text{ cm}^2$

Keliling = $125,66 \text{ cm}$

Dari tabel brosur WIKA diketahui daya dukung ijin $P_b = 114,40 \text{ ton}$

➤ Berdasarkan daya dukung tanah

Kedalaman Tiang pancang = 18 m

1. Dari hasil tes Sondir

Data tanah untuk Perencanaan abutment diambil dari titik II arah Trenggalek

berdasarkan data Lab didapatkan pada kedalaman -26,30 m dijumpai tanah keras dengan nilai conus (C_n) = 61 kg/cm^2 , $JHP = 2462 \text{ kg/cm}$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Atp \times C_n}{3} + \frac{Ktp \times JHP}{5} \\ &= \frac{1256,637 \times 61}{3} + \frac{125,66 \times 2462}{5} \\ &= 87426,603 \text{ kg} = 87,427 \text{ Ton} \end{aligned}$$

➤ Daya dukung satu tiang dalam kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi yang dihitung dengan rumus :

$$Q_{eff} = Q_{jin} \text{ satu tiang yang berdiri sendiri} \times Eff$$

Efisiensi kelompok tiang pancang

$$Eff = 1 - \theta \left\{ \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90 m . n} \right\}$$

Dimana :

$$\theta = \text{arc tg } d/s = \text{arc tg } 40/185 = 12,200^\circ$$

$$d = \text{diameter tiang pancang} = 40 \text{ cm}$$

$$s = \text{jarak antara tiang pancang} = 185 \text{ cm}$$

$$n = \text{banyaknya baris} = 2$$

$$m = \text{banyaknya tiang pancang per baris} = 6$$

$$Eff = 1 - 12,200 \left\{ \frac{(6-1) \times 2 + (2-1) \times 6}{90 \times 6 \times 2} \right\} = 0,819$$

Daya dukung satu tiang yang diijinkan :

$$Q_{eff} = 0,819 \times 87,427$$

$$= 71,625 \text{ ton} > P_o = 62,087 \text{ Ton} \rightarrow \text{OK!}$$

b. Terhadap beban horisontal

Perhitungan tiang tegak terhadap ketahanan Lateral Ultimate QL^* berdasarkan cara Brooms.

Tahap perhitungan :

1. Menentukan apakah tiang dalam kategori tiang pendek (yaitu leleh terjadi dalam tiang), tiang menengah (yaitu satu sendi dalam tiang pada permukaan tanah), atau tiang panjang (yaitu dua sendi terjadi dalam tiang, satu

pada permukaan tanah dan yang lain pada jarak $(1,5D + f)$ di bawahnya).

$$L_1 = \left(\frac{M_y^*}{4,5 \cdot C_u \cdot D} + 2,25 D^2 \right)^{1/2}$$

Dimana :

M_y^* = Kuat lentur ultimate rencana (diambil dari rencana kurva interaksi untuk kolom)

$$M_y^* = f_y \cdot S_x$$

$$\begin{aligned} f_y &= \text{Tegangan leleh rencana} \\ &= 3000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \text{Modulus penampang plastis} \\ &= 1,5 \times \text{Modulus penampang elastis} \\ &\quad (Z_x) \end{aligned}$$

$$Z_x = \frac{1}{6} \times 40^3 = 7145,833 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_y^* &= 3000 \times 1,5 \times 7145,833 \\ &= 32156248,5 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= \sqrt{\frac{3215,625}{4,5 \times 45 \times 0,40}} + 2,25 \times 0,40^2 \\ &= 6,756 \text{ m} < L = 18 \text{ m} \end{aligned}$$

2. $L_2 = 1,5 D + f_2 + g$

Dimana :

$$\begin{aligned} f_2 &= -1,5 D + \sqrt{1,5 D^2 + \frac{M_y}{2,25 \cdot C_u^* \cdot D}} \\ &= -1,5 \times 0,40 + \sqrt{1,5 \times 0,35^2 + \frac{3215,6250}{2,25 \times 45 \times 0,40}} \\ &= 10,060 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} g &= \sqrt{\frac{M_y}{2,25 \cdot C_u^* \cdot D}} = \sqrt{\frac{3215,6250}{2,25 \times 45 \times 0,40}} = 9,526 \text{ m} \\ L_2 &= 1,5 \times 0,35 + 10,060 + 9,526 \\ &= 20,111 \text{ m} \end{aligned}$$



Karena $L_1 < L < L_2$, maka diklasifikasikan tiang menengah

3. Dengan menggunakan gambar 8.6 dan 8.7 Bridge Management System 1992, diperoleh :

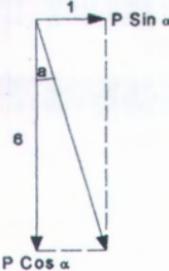
$$QL^* = QL^* 1 + \frac{(L_1 - L) \cdot (QL^* 2 - QL^* 1)}{(L_2 - L_1)}$$

$$QL^* = 45 + \frac{(6,756 - 18) \times (90 - 45)}{(20,111 - 6,756)} = 82,887 \text{ KN}$$

$$= 8288,7 \text{ Kg} < H_o = 14865 \text{ Kg}$$

Karena $QL^* < H_o$ yang terjadi maka tiang pancang tegak tidak mampu menerima beban horizontal sehingga diperlukan pemasangan tiang pancang miring.

Direncanakan tiang pancang miring dengan kemiringan 1 : 6



$$P = Q_{eff} \cos \alpha$$

$$= 71625 \times \frac{6}{6,08} = 70605,465 \text{ Kg}$$

$$P_H = P \sin \alpha$$

$$= 71625 \times \frac{1}{6,08} = 11775,077 \text{ Kg}$$

Kesimpulan :

$P_{max} = 62,087 \text{ Ton} < 114,40 \text{ Ton}$ (WIKA Pile Ø 40)

Q_v tiang pancang tegak = 71,625 Ton > P_v = 62,087 Ton

$Q_H = 11,775 \text{ Ton} > H_o = 8,772 \text{ Ton}$

7.1.5 Perhitungan Penulangan pada Abutmen

1. Stabilitas abutment

1. Perhitungan Gaya dan Momen penahan guling Terhadap titik o

Berat bangunan atas = 304,3248ton ...

$$y = \frac{1}{2} 1,5 \quad M_x = 228,244 \text{ tm}$$

Abutmen = 88,50 ton

$$M_x = 119,396 \text{ tm}$$

Tanah urug diabutmen = 12,062

$$M_x = 25,9603 \text{ tm}$$

2. Gaya dan Momen penyebab guling

Tekanan tanah = $H = 30,361$ ton

$$My = 26,741 \text{ tm} \text{ (dari tabel 7.2)}$$

Gempa $H = 52,635$ ton

$$My = 88,584 \text{ tm} \text{ (dari tabel 7.3)}$$

➤ Stabilitas Terhadap Geser

$$FK = \frac{\text{BebanPenahangeser}}{\text{GayaPenyebabgeser}} > 1.5$$

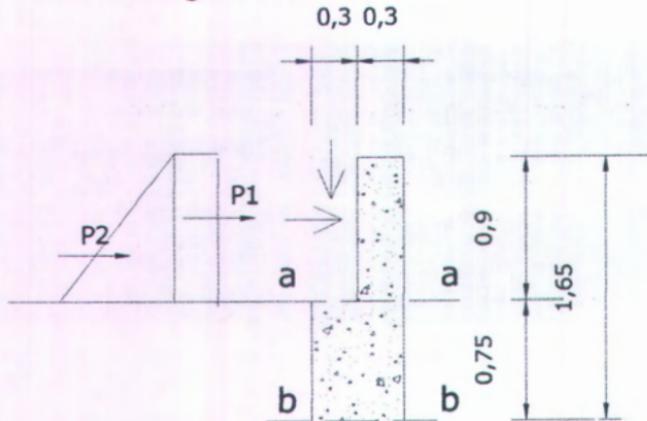
$$FK_g = \frac{304,3248 + 88.50 + 12,062}{30,361 + 52,635} > 1.5 \\ = 4,878 > 1.5 \dots \text{ok}$$

➤ Stabilitas Terhadap Guling

$$FK = \frac{\text{Momenpenahanguling}}{\text{Momenpenyebabguling}} > 2$$

$$FK = \frac{288,244 + 119,396 + 25,9603}{26,741 + 88,584} > 2 \\ = 3,76 > 2 \text{ok}$$

2. Perhitungan Plat vertikal 1



Gambar 7.5 gaya yang bekerja pada abutmen atas pot a-a
Beban vertikal

- Berat sendiri(G1) $1,0 \times 0.3 \times 2.5 \times 1 = 0.675 \text{ ton}$
 $x = 0$
- Beban roda (R1) : $= 10 \text{ ton}$
 $x = 0.15$

$$\text{Total } P = 10.675 \text{ ton} = 106750 \text{ N}$$

Beban horisontal

- P1 : $0.9^2 \times 1.7 \times 0.405 \times 1 = 0.558 \text{ ton}$
 $x = 0.45$
- P2: $0.5 \times 0.9^2 \times 1.7 \times 0.405 \times 1 = 0.279 \text{ ton}$
 $x = 0.3$

$$\text{Total } H = 0.837 \text{ ton}$$

Momen di tengah pot a-a

$$= G1 \times 0 = 0 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 &= R1 \times 0.15 &= 1.5 \text{ tm} \\
 &= P1 \times 0.45 &= 0.2511 \text{ tm} \\
 &= P2 \times 0.3 &= 0.0837 \text{ tm} \\
 &&\text{Total M} = 1.835 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{rencana}} &= 106750 \text{ N} \\
 0.1 \times f_c \times ag &= 810000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$P < 0.1 \times f_c \times ag$, jadi plat vertikal dihitung sebagai Komponen struktur balok lentur

Penulangan di pot a-a
Tulangan D 14

$$d = 300 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 14 = 218 \text{ mm}$$

$$d'' = 75 + \frac{1}{2} \cdot 14 = 82 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1-0,5)Mu}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,5 \times 18350000}{0,8 \times 1000 \times 253^2} = 0,241$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,241}{320}} \right) = 0,000758$$

$$\rho' = \frac{0,5 Mu}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \times 183500 \text{ 00}}{0,8 \cdot 320 \cdot (218 - 82) \cdot 1000 \cdot 218} = 0,00121$$

$$\rho = 0,000758 + 0,00121 = 0,001967$$

Untuk tarik (As)

$$As = \rho \times b \times d = 0,001967 \times 1000 \times 218 = 428,772 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D14 – 200 (As = 769 mm²)

Untuk tekan (As')

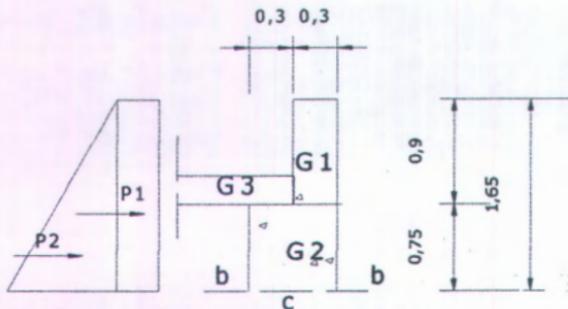
$$As' = \rho \times b \times d = 0,00121 \times 1000 \times 218 = 263,78 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\varnothing 10 - 200$ ($As = 393 \text{ mm}^2$)

Tulangan pembagi = $20\% \times 769 = 153,8 \text{ mm}^2$

Dipakai $\varnothing 8 - 200$ ($As = 251 \text{ mm}^2$)

3. Perhitungan Plat vertikal II



Gambar 7.6 gaya yang bekerja pada abutmen atas pot b-b

Beban yang bekerja pada (Pot b-b) per 1 meter

Beban vertikal

- Berat sendiri (G1) : $0.9 \times 0.3 \times 2.5 \times 1$
= 0,675 ton
- Berat sendiri (G2) : $0.6 \times 0.75 \times 2.5 \times 1$
= 1,125 ton
- Berat sendiri (G3) : $2.5 \times 0.2 \times 2.5 \times 1$
= 1,25 ton
- Beban roda (R1) : = 10 ton

$$\text{Total } P = 13.045 \text{ ton} = 130450 \text{ N}$$

Beban horisontal

- P1 : $1.65^2 \times 1.7 \times 0,405 \times 1$
= 1,8744 ton

$$\begin{aligned} - P2 & : 0,5 \times 1,65^2 \times 1,7 \times 0,405 \times 1 \\ & = 0,9372 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Total H} = 2,8116 \text{ ton}$$

Momen di tengah pot a-a

= G1 x 0.15	= 0.10125 tm
= G2 x 0	= 0 tm
= G3 x -1.25	= 1.5625 tm
= R1 x 0.3	= 3 tm
= P1 x 0,825	= 1.54638 tm
= P2 x 0.550	= 0.51546 tm

$$\text{Total M} = 6,72559 \text{ tm}$$

Penulangan di pot b-b

Tulangan D 14

$$d = 600 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 14 = 518 \text{ mm}$$

$$d' = 75 + \frac{1}{2} \cdot 14 = 82 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - 0,5)Mu}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,5 \times 67260000}{0,8 \times 1000 \times 518^2} = 0,157$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,157}{320}} \right) = 0,00072$$

$$\rho' = \frac{0,5 Mu}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \times 67260000}{0,8 \cdot 320 \cdot (518 - 82) \cdot 1000 \cdot 518} = 0,000469$$

$$\rho = 0,00072 + 0,000469 = 0,00119$$

Untuk tarik (As)

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00119 \times 1000 \times 553 = 657,778 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D14 - 200 ($A_s = 769 \text{ mm}^2$)

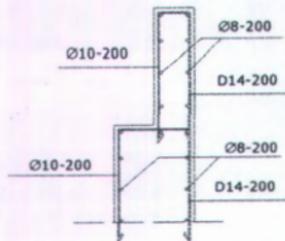
Untuk tekan (A'_s)

$$A'_s = \rho \times b \times d = 0,000469 \times 1000 \times 553 = 259,357 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\varnothing 10 - 200$ ($A_s = 393 \text{ mm}^2$)

$$\text{Tulangan pembagi} = 20\% \times 769 = 153,8 \text{ mm}^2$$

Dipakai $\varnothing 8 - 200$ ($A_s = 251 \text{ mm}^2$)



Gambar 7.7 Penulangan abutmen bagian atas

4. Perhitungan Penulangan kaki abutment

Beban Vertikal

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri (G1)} & 0,9 \times 0,3 \times 2,5 \times x = 0,675 \text{ t} \\ & x = 0,45 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri (G2)} & 0,75 \times 0,6 \times 2,5 \times 1 = 1,125 \text{ t} \\ & x = 0,60 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri (G3)} & 2,5 \times 0,2 \times 2,5 \times 1 = 1,25 \text{ t} \\ & x = 1,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri (G4)} & 1,0 \times 2,4 \times 2,5 \times 1 = 6,00 \text{ t} \\ & x = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban roda (R1)} & = 10 \text{ t} \\ & x = 0,30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban B. Atas} & = 105,764 \text{ t} \\ & x = 0,45 \end{aligned}$$

$$\text{Total P} = 124,814 \text{ t} = 1248140 \text{ N}$$

Beban Horisontal

$$\begin{aligned} - P1 & \quad 1.65^2 \times 1.7 \times 0,405 \times 1 \\ & = 1,874 \text{ ton} \\ - P2 & \quad 0,5 \times 1.65^2 \times 1.7 \times 0.405 \times 1 \\ & = 0,937 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Total H} = 2,811 \text{ ton}$$

Momen ditengah potongan a – a

$$\begin{aligned} &= G1 \times 0,45 = 0,304 \text{ tm} \\ &= G2 \times 0,60 = 0,675 \text{ tm} \\ &= G3 \times 1,85 = 2,313 \text{ tm} \\ &= G4 \times 0 = 0 \text{ tm} \\ &= R1 \times 0,3 = 3 \text{ tm} \\ &= P \times 0,45 = 47,594 \text{ tm} \\ &= P1 \times 0,825 = 1,546 \text{ tm} \\ &= P2 \times 0,55 = 0,515 \text{ tm} \\ &\quad \text{Total M} = 55,947 \text{ tm} \end{aligned}$$

Penulangan di pot b-b

Tulangan D 14

$$d = 800 - 30 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 759 \text{ mm}$$

$$d'' = 30 + \frac{1}{2} \cdot 22 = 41 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{As'}{As} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - 0,5) Mu}{\varphi \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \times 559470000}{0,8 \times 1000 \times 759^2} = 0,607$$

$$\rho \delta = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{1255} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1255 \times 0,607}{320}} \right) = 0,00190$$

$$\rho' = \frac{0,5 Mu}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d} = \frac{0,5 \times 559470000}{0,8 \cdot 320 \cdot (759 - 41) \cdot 1000 \cdot 759} = 0,0020$$

$$\rho = 0,0019 + 0,0020 = 0,0039$$

Untuk tarik (As)

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0039 \times 1000 \times 759 = 2960,1 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D22 - 125 ($A_s = 3041 \text{ mm}^2$)

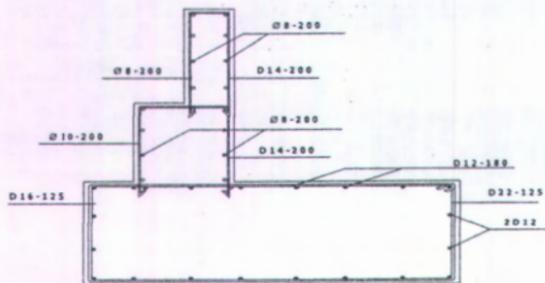
Untuk tekan (A'_s)

$$A'_s = \rho \times b \times d = 0,0020 \times 1000 \times 759 = 1518 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D16 - 125 ($A_s = 1608 \text{ mm}^2$)

Tulangan pembagi = $20\% \times 3041 = 608 \text{ mm}^2$

Dipakai $\varnothing 12 - 180$ ($A_s = 628 \text{ mm}^2$)

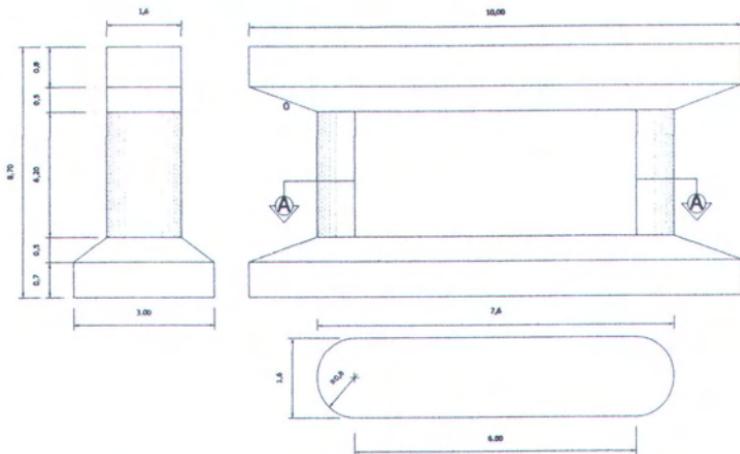


Gambar 7.8 Gambar Penulangan abutment

7.2 PERENCANAAN PILAR JEMBATAN

7.2.1 Data teknis

1. Dimensi Pilar



Gambar 7.9 Gambar Rencana Pilar

2. Data Bangunan Atas

- Type : Jembatan Balok Prestressed
- Bentang : 58,0 m (2 x 29,0)
- Lebar : 9 m (7 m lantai kendaraan + 2x1 Trotoar)
- Struktur : Statis Tak tentu

3. Rencana Bangunan Bawah

- Bentuk Pilar : Oval /bulat
- Mutu Beton: K-300 ($f_c = 30 \text{ Mpa}$)
- Mutu Baja : U-300 ($f_y = 300 \text{ Mpa}$)
- Jenis Pondasi : Tiang pancang Beton
- Diameter Tiang : 0,40 m

7.2.2 Statika Pembebanan

1. Beban Vertikal Pada Pilar

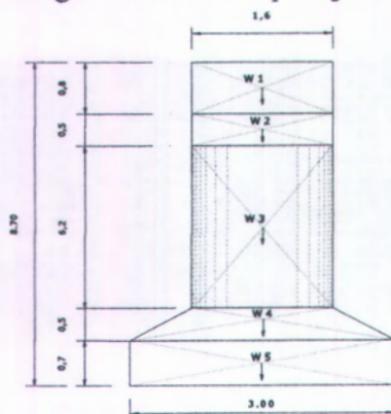
- a. Reaksi Total akibat beban mati

$$Ra = 6086496 \text{ N} = 608649,6 \text{ Kg}$$

- b. Reaksi Total Akibat beban Hidup (KEL + UDL)

$$R = 4489952,5 \text{ N} = 448995,25 \text{ kg}$$

- c. Perhitungan berat sendiri pilar jembatan



Gambar 7.10 Gaya akibat berat sendiri pada Pilar

Tabel 7.8 Perhitungan Gaya berat terhadap titik pada Pilar

No.gaya	Pembebanan	Berat
	Uraian	(ton)
w1	$= 1.60 * 0.80 * 10 * 2.5$	32,00
w2	$= 1.60 * 0.50 * 0.5 * (10+7.6) * 2.5$	35,20
w3	$= 1.6 * 7.60 * 6,2 * 2.5$ $= 0.5 * (1.6+3) * 0.50 * 0.5 * (10+7.6) * 2.5$	188,48
w4	2.5	25,30
w5	$= 0.7 * 3.00 * 10 * 2.5$	52,50
total		V = 333,48

2. Beban Horisontal pada Pilar

a. Akibat gaya gesekan

$$Ra = 6086496 \text{ N}, \text{ Koeff gesek perletakan} = 0,16$$

$$Gs = \text{Koeff} \times Ra$$

$$Gs = 0,16 \times 6086496 \text{ N} \rightarrow Ya = 8,7 \text{ m}$$

$$Gs = 973839,4 \text{ N} = 97,38 \text{ ton}, My = 97,38 \text{ tm}$$

b. Akibat gaya rem

Pengaruh Rem dan Percepatan lalu lintas dipertimbangkan sebagai gaya memanjang, gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan, besarnya gaya diberikan dalam tabel 2.13 BMS, BDM hal 2-21

$$H_3 = 25.000 \text{ kg (untuk rencana SLS)} = 250.000 \text{ N}$$

$$Yr = \text{Tinggi Gelagar Komposit} + 1 \text{ m} \\ = 1,8 + 8,7 = 10,5 \text{ m}$$

$$My = 25 \text{ ton} \times 10,5 \text{ m} = 262,5 \text{ tm}$$

c. Akibat Beban Statik gempa bumi

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_T$$

dimana :

$$Kh = \text{koefisien beban horisontal} = C \cdot S$$

$$C = \text{koefisien geser dasar} = 0,10 \text{ (zone 4, tanah sedang) BMS 1992, tabel 2.12 halaman. 2-50}$$

$$I = \text{faktor kepentingan}$$

$$= 1,0 \text{ (BMS 1992, tabel 2.13 halaman. 2-50)}$$

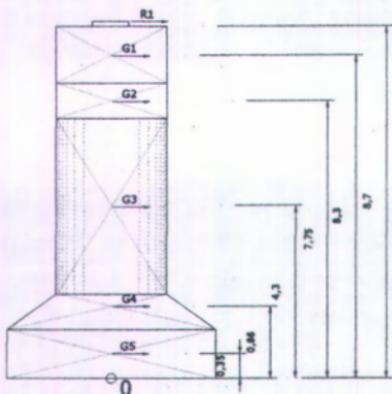
$$S = \text{faktor tipe bangunan} = 1,3 F$$

$$F \leq 1,00$$

$$S = 1,3 F = 1,3 \times 1,00 = 1,30$$

$$Kh = 0,10 \times 1,30 = 0,13$$

$$T_{eq} = C I S W_T$$



Gambar 7.11 Gaya akibat Gempa (arah tegak Lurus Pilar)

Tabel 7.9 Perhitungan gaya gempa

No.gaya	Pembebanan	Berat	M terhadap y		ket
	Uraian	(ton)	ey	My (tm)	
TeQ1	= 0.13 * 1 * 6086496	79.124	8.7	688.382	R1*
TeQ1	= 0.13 * 1.00 * 32,00	4.16	8.3	34.528	G1*
TeQ2	= 0.13 * 1.00 * 35,20	4.576	7.75	35.464	G2*
TeQ3	= 0.13 * 1.00 * 188,48	24.502	4.3	105.360	G3*
TeQ4	= 0.13 * 1.00 * 25,30	3.289	0.86	2.829	G4*
TeQ5	= 0.13 * 1.00 * 52,50	6.825	0.35	2.389	G5*
total		H =	122.477	My = 868.9516	

R1* = Gaya gempa pada bangunan atas

My = 868,952 tm , H = 122,477

d. Akibat beban angin

Gaya angin rencana pada bangunan atas dihitung berdasarkan 2 persamaan berikut ini (PPTJ, BMS pasal 2.4.6 hal 2-43) :

1. Tekanan angin pada bangunan atas (KN)

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0006 C_w V_w^2 Ab \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \times (2,05 \times 58) \\ &= 80,2575 \text{ KN} = 8025,75 \text{ kg} \\ &\rightarrow Y_a = 8,825 \text{ m} \end{aligned}$$

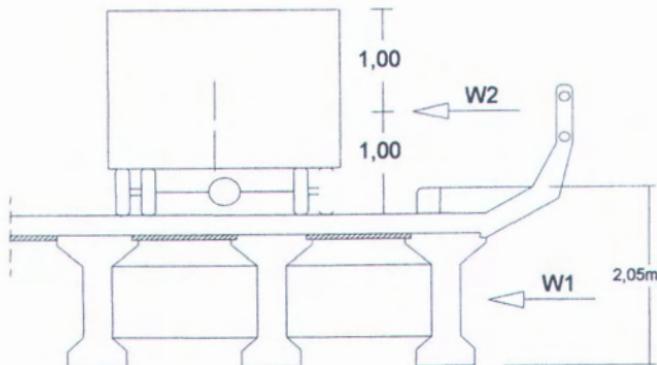
$$My = 8,025 \times 8,825 = 70,83 \text{ tm}$$

2. Tekanan angin merata pada Kendaran (KN/m)

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 C_w V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times 30^2 = 1,35 \text{ KN/m} \\ &= 1,35 \times 58 \text{ m} = 78,3 \text{ kN} = 7830 \text{ kg} \\ &\rightarrow Y_a = 9,825 \text{ m} \end{aligned}$$

$$My = 7,83 \times 9,825 \text{ m} = 76,93 \text{ tm}$$

Tew total = 15,86 ton , Mytotal = 147,76 tm



Gambar 7.12 Beban horisontal akibat angin

- e. Akibat aliran Sungai/hanyutan/tumbukan batang kayu
 - Gaya aliran sungai/Gaya seret (T_{EF})

$$T_{EF} = 0.5 C_D (V_s)^2 A_D \text{ kN} \quad \dots \dots \text{PPTJ, BMS hal 2-37}$$

Dimana : C_D = Koefisien seret

= 0,7 (tergantung bentuk pilar)

$$V_s = 5 \text{ m/dt} \times 1,5 = 7,5 \text{ m/dt}$$

1,5 = tabel 2.7 PPTJ BMS hal 3-39

5 m/dt = data Kecepatan sungai

A_D = Luas Proyeksi pilar tegak lurus

aliran dg kedalamam air

$$= (10 \text{ m} \times 1 \text{ m}) = 10 \text{ m}^2$$

$$T_{EF} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot (7,5)^2 \cdot 10 = 196,875 \text{ kN}$$

■ Akibat Benda hanyutan

$$T_{EF} = 0.5 C_D (V_s)^2 A_D$$

$$C_D = 1.04,$$

$$Ad = 20 \times 1 \text{ m (kedalaman)} = 20 \text{ m}^2$$

$$T_{EF} = 0.5 \cdot 1,04 \cdot (5 \times 1,5)^2 \cdot 20 \text{ m}^2 = 702 \text{ kN}$$

■ Akibat Tumbukan kayu

$$T_{EF} = \frac{M(V_0)^2}{d} \text{ kN} \quad \dots \dots \text{PPTJ, BMS hal 2-41}$$

M = 2 ton (*ditetapkan oleh peraturan*)

d = 0,075 m, tabel 2.8 PPTJBMS hal 2-42

$V_0 = 1,4 \times 5 \text{ m/dt}^2 \quad 1,4 = \text{ketentuan peraturan}$

$$T_{EF} = \frac{2(1,4 \times 5)^2}{0,075} = 1306 \text{ kN}$$

Gaya Tumbukan kayu ditinjau bersama dengan gaya seret, dan tidak boleh diambil bersamaan dengan benda hanyutan.

Jadi $T_{EF1} = 1306,67 + 196,875 = 1503,55 \text{ kN} = 150,35 \text{ ton}$ (tumbukan kayu)

gaya akibat tumbukan kayu yang diambil

$$y = 1.00 \text{ m}, M_x = 150,25 \times 1 = 150,35 \text{ tm}$$

$$T_{EF2} = 702 \text{ kN} = 70.2 \text{ ton} \quad (\text{gaya benda hanyutan})$$

f. Gaya Suhu

Perubahan Merata dalam suhu Jembatan menghasilkan perpanjangan atau penyusutan seluruh panjang jembatan. Gerakan tersebut umumnya kecil untuk jembatan di Indonesia dan dapat diserap oleh perletakan dengan gaya cukup kecil yang disalurkan kebangunan bawah untuk bentang 100 m atau kurang (**BDM, BMS hal 2-25**).

g. Akibat pengaruh susut dan suhu

pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m (**BDM, BMS hal 7-6**)

Tabel 7.10 Rekapitulasi gaya-gaya yang bekerja pada Pilar

No.	AKSI	Besar Gaya (Ton)
1	Beban Permanen(M)	
	Berat bangunan atas	608,649
	Berat Pilar	333,48
		942,129
2	Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	
	bebani Hidup KEL + UDL	448,995
3	Beban Lalu lintasHorisontal (R)	
	Gaya Rem	25

4	Gesekan perletakan (Gs)	97,383
5	Aliran sngai/hanyutan (As)	-
	benda hanyutan	70.2
6	tumbukan kayu (menentukan)	150,35
7	Beban angin (Tew)	
	Pada bangunan atas	8,025
	Pada Kendaraan Merata	7,83
		15,855
8	bebán gempa (TeQ)	
	Bang. Atas	79,124
	Bang bawah	43,352
		122,476

7.2.3 Kombinasi Pembebaan

Untuk kombinasi Beban Rencana didasarkan pada tabel 2.19 BDM,BMS hal 2-27 atau PPTJ BMS hal 2-60 dimana terdapat 6 kombinasi kritis untuk keadaan kelayanan (SLS)

Berikut kombinasi aksi rencana yang diberikan dalam peraturan

Tabel 7.11 Kombinasi beban rencana berdasarkan peraturan PPTJ BMS

AKSI	faktor	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
Beban Permanen/beban mati (M)	Normal	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	Normal	x	o	o	o	o	-
Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	Normal	x	o	o	o	o	-
Gesekan perletakan (Gs)	Normal	o	o	x	o	o	o
Aliran sngai/hanyutan (As)	Normal	o	-	o	x	o	o
bebán angin (Tew)	Normal	-	-	o	o	x	o
bebán gempa (TeQ)	Normal	-	x	-	-	-	-

Ket :

x = Beban yang selalu aktif

o = Beban yang boleh dikombinasikan dengan beban Aktif (x)

atau seperti ditunjukkan dalam kombinasi berikut :

(1) = Semua beban 'X" + beban 'o' (salah satu) atau

(2) = (1) + 0.7 beban o

(3) = (1) + 0.5 beban 'o'+ beban 0.5 'o'

Untuk perencanaan Jembatan ini kombinasi yang digunakan adalah sebagai berikut = Semua beban x + salah satu beban o

Berikut jenis kombinasi pembebanaanya :

1. M + D + R + As
2. M + Teq + D + Gs
3. M + Gs + R
4. M + As + D
5. M + Tew + R
6. M + Gs + As

Tabel 7.12 Perhitungan Kombinasi Momen Pada Pilar terhadap titik o

Kode	AKSI	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
	Beban Permanen (M)						
Mv	Berat bangunan atas	0	0	0	0	0	0
Mv	Berat bangunan bawah	0	0	0	0	0	0
Mv	Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	0	0	-	0	-	-
Mh//	Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	262.5	-	262.5	-	262.5	-
Mh//	Gesekan perletakan (Gs)	-	-	97.383	97.383	-	-
Mh ^L	Aliran sngai/hanyutan (As)	150.35	-	-	150.35	-	-
Mh ^L	beban angin (Tew)		-	-		147.76	-

Mb ^L	bebani gempa (TeQ)	-	122.476	-	-	-	-
Total Momen (Mv) (ton m)	0	0	0	0	0	0	0
Total Momen (Mb//) (ton m)	262.5	0	359.88	97.383	262.5	0	0
Total Momen (Mb ^L) (ton m)	150.35	122.476	0	150.35	147.76	0	0

Tabel 7.13 Kombinasi Gaya vertikal pada Pilar

Kode	AKSI	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
	Beban Permanen (M)						
V	Berat bangunan atas	608.649	608.649	608.649	608.649	608.649	608.649
V	Berat bangunan bawah	333.48	333.48	333.48	333.48	333.48	333.48
V	Beban lalu lintas Vertikal/lajur (D)	448.995	448.995	-	448.995	-	-
	Gaya Vertikal (V) (ton)	1,391.124	1,391.124	942.129	1,391.124	942.129	942.129

Tabel 7.14 Kombinasi gaya Horisontal pada Pilar

Kode	AKSI	Kombinasi					
		1	2	3	4	5	6
H//	Beban Lalu lintasHorisontal/rem '(R)	25	-	25	-	25	-
H//	Gesekan perletakan (Gs)	-	-	97.38	97.38	-	97.38
H ^L	Aliran sngai/hanyutan (As)	150.35	-	-	150.35	-	-
H ^L	bebani angin (Tew)	-	-	-		15.855	-
H ^L	bebani gempa (TeQ)	-	122.48	-	-	-	-
	Total Gaya Horisontal(H//) (ton)	25	0	122.4	97.38	25	97.38
	Total Gaya Horisontal(H ^L) (ton)	150.35	122.48	0	150.35	15.855	0

Ket = beban kombinasi menurut Peraturan BMS 1992
untuk rencana SLS

7.2.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dari data Boring, Titik Bor I (arah Tulung Agung) dapat dilihat bahwa formasi lapisan tanah keras pada kedalaman -25 (lempung keras) dan pada titik Bor II (arah Trenggalek), pada kedalaman -26.30 m.

Dari data Sondir tanah keras dijumpai pada kedalaman sekitar -25,00 m sehingga tipe pondasi yang dipilih adalah pondasi dalam yaitu dengan pondasi tiang dengan ujung tiang direncanakan pada elevasi -15 meter selain itu tiang pancang punya keunggulan sebagai berikut : .yaitu dapat memikul Beban yang cukup berat, Pelaksanaan tidak sulit dan kualitas bahan bisa dikontrol.

1. Perhitungan beban tiang pancang

Spesifikasi Tiang pancang yang dipergunakan :

Tiang pancang Type WIKA :

Jenis : Bulat

Diameter luar : 40.00 cm

Tebal : 9 cm

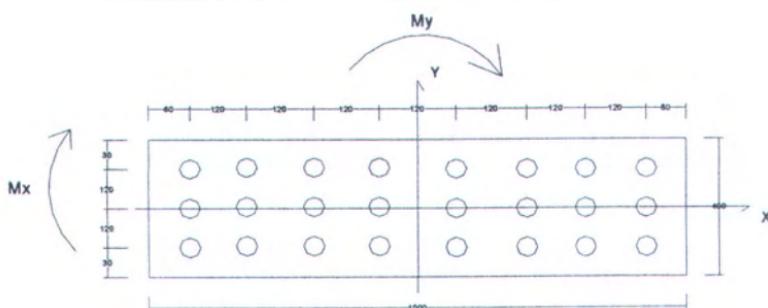
Panjang Rencana : 5.00 m

Luas penampang (A_b) : $1256,64 \text{ cm}^2$

Keliling : 125,66 cm

Jmlh Tiang Pancang : 24 buah (3 x 8 baris)

Dimensi Poer : 10 m x 3 m



Gambar 7.13 Susunan Tiang pancang pada Pilar

a. Beban vertikal

$$\sum x^2 = (6 \times 0,60^2 + 6 \times 1,80^2 + 6 \times 3,00^2 + 6 \times 4,20^2) \\ = 181,44 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 16(1,2^2) = 23,04 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 4,20 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1,20 \text{ m}$$

$$n = 24$$

$$M_x = M_{h\perp}$$

$$M_y = M_v + M_{h//}$$

$$P_o = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum X^2}$$

Tabel 7.15 harga P_{\max} dan P_{\min} berdasarkan Beban kombinasi rencana SLS

Uraian Gaya	Kombinasi					
	1	2	3	4	5	6
Total gaya vertikal (V)	1,391.124	1,391.124	942.129	1,391.124	1,391.124	942.129
Total Momen (M_v) (ton m)	0	0	0	0	0	0
Total Momen ($M_{h//}$) (ton m)	262,5	0	359,88	0	97,383	262,5
Total Momen ($M_{h\perp}$) (ton m)	150,35	122,476	0	0	150,35	147,76
$M_y = M_v + M_{h//}$	262,5	0	359,88	0	97,383	262,5
$M_x = M_{h\perp}$	150,35	122,476	0	0	150,35	147,76
P_{\max} (ton)	63,7868	57,1933	42,164	51,52311	60,4511	47,037
P_{\min} (ton)	39,2594	45,85293	27,623	51,52311	42,5951	22,75

Dari tabel 7.15 dapat diketahui harga $P_{\max} = 63,787$ ton dan $P_{\min} = 22,75$ ton sebagai beban rencana dalam perhitungan daya dukung tiang pancang

b. Beban horisontal

Beban H sejajar sumbu jembatan dipikul oleh 16 tiang pancang miring

$$H_{o//} = \frac{122400}{16} = 7650 \text{ Kg/tiang}$$

2. Daya dukung tiang pancang yang diijinkan

a. Terhadap beban vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan Kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan (Pb)

Luas penampang TP Ø 40 cm

(Ab) : $1256,64 \text{ cm}^2$, K-300

Dari tabel brosur WIKA diketahui daya dukung ijin Pb = 114,10 ton

- Berdasarkan daya dukung tanah
(Pt) Kedalaman Tiang pancang = 5 m

Dari hasil tes Sondir

Data tanah untuk Perencanaan Pilar diambil dari rata-rata dua tempat titik Tes sondir yaitu Titik I arah Trenggalek dan titik II arah Tulungagung. Titik II arah Tulungagung berdasarkan data Lab didapatkan pada kedalaman -25.00 m dijumpai tanah keras dengan nilai conus (Cn) = 68 kg/cm^2 , JHP = 2250 kg/cm

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \\ \frac{Atp \times C_n}{3} + \frac{Ktp \times JHP}{5} &= \\ \frac{1256,64 \times 68}{3} + \frac{125,66 \times 2250}{5} &= \\ &= 90030 \text{ kg} = 90,030 \text{ Ton} \end{aligned}$$

➤ Daya dukung satu tiang dalam kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi yang dihitung dengan rumus :

$$Q_{eff} = Q_{ijin} \text{ satu tiang yang berdiri sendiri} \times Eff$$

Efisiensi kelompok tiang pancang

$$Eff = 1 - \theta \left\{ \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90 m . n} \right\}$$

Dimana :

$$\theta = \text{arc tg } d/s = \text{arc tg } .40/120 = 18,435^\circ$$

$$d = \text{diameter tiang pancang} = 40 \text{ cm}$$

$$s = \text{jarak antara tiang pancang} = 120 \text{ cm}$$

$$n = \text{banyaknya baris} = 3$$

$$m = \text{banyaknya tiang pancang per baris} = 8$$

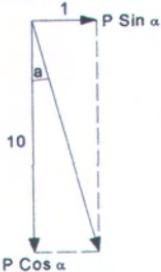
$$Eff = 1 - 18,435 \left\{ \frac{(8-1) \times 3 + (3-1) \times 8}{90 \times 8 \times 3} \right\} = 0,722$$

Daya dukung satu tiang yang diijinkan :

$$Q_{eff} = 0,722 \times 90,030 = 65,00 \text{ ton} > P_{max} = 63,787 \text{ ton}$$

b. Terhadap beban horisontal

Direncanakan tiang pancang miring dengan kemiringan $1 : 10$



$$\begin{aligned} P &= Q_{eff} \cos \alpha \\ &= 90030 \times \frac{10}{10.05} = 89583,198 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_H &= P \sin \alpha \\ &= 90030 \times \frac{1}{10.05} = 8958,21 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Kesimpulan :

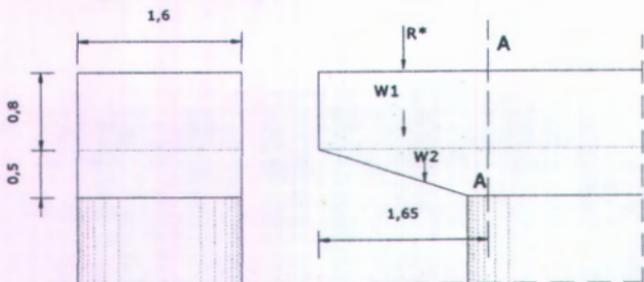
$P_{max} = 63,787 \text{ Ton} < 114,10 \text{ Ton}$ (Wika pile $\varnothing 40$)

Q_v tiang pancang tegak = 65,00 Ton > $P_v = 63,787 \text{ Ton}$

$Q_H = 8958,21 \text{ Kg} > H_o = 7650 \text{ Kg}$

7.2.5 Perhitungan Penulangan pada Pilar jembatan

a. Kepala Pilar



gambar 7.14 . beban yang bekerja pada kepala pilar jembatan

Beban pada potongan A-A

- Berat Sendiri $W_1 = 1.65 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m}^3$
 $= 5.28 \text{ ton}$
- Berat sendiri $W_2 = \frac{1}{2} (0.5 \times 1.65) \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m}^3$
 $= 1.65 \text{ ton}$
- berat bangunan atas = 121,73 ton ,
 $X_a = \frac{1}{2} (1.65) = 0.825 \text{ m}$
- beban Hidup pada bangunan atas = 89,80 ton ,
 $X_a = 0.825$

Momen dipot. A-A (Mult)

$$= \{1,3 \times (5,28 \times 0,825 + 1,65 \times 0,55 + 121,730 \cdot 0,825) + 2 \times (89,80 \times 0,825)\}$$

$$M^* = 285,568 \text{ tm} = 285,568 \times 10^7 \text{ Nmmmm}$$

$$V^* = 1,3 (5,28 + 1,65 + 121,730) + 2 \times (89,80)$$

$$= 346,858 \text{ ton} = 3468580 \text{ N}$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$d = 1300 \text{ mm} - 80 \text{ mm} = 1220 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa} , f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$M^* = \frac{M}{K_R^c} = 285,568 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M^*}{bd^2} = \frac{285,568 \times 10^7}{1600 \times 1220^2} = 1,199$$

Tabel 5.9 $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, $fsy = 300 \text{ Mpa}$, BDM, BMS hal 5-23

$$\text{Didapatkan } \frac{M^*}{bd^2} = 1,12177 > 1,199$$

Dengan nilai dari $Ast/bd = 0,0056$

$$Ast = 0,0056 \times 1600 \times 1220 = 10931,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 18D28 ($As = 11083,54 \text{ mm}^2$)

$$\text{Tulangan Pembagi } 20\% (11083,54) = 2216,71 \text{ mm}^2$$

Perhitungan tulangan geser

$$V^* = 3468580 \text{ N}$$

Cek kehancuran badan

$$V^* \leq Kcr. Vu_{max}$$

$$Vu_{max} = 0,2 f_c' b_v d_o = 0,2 \times 30 \times 1600 \times 1220 \\ = 11.712.000 \text{ N}$$

$$3.468.580 \text{ N} \leq 0,75 \times 11.712.000 \text{ N} = 8.784.000 \text{ N}$$

(jadi kehancuran badan tidak terjadi). catt : jika tdk ok maka penampang perlu diperbesar

Cek perlu tungan geser atau tidak

$$V^* \leq Kcr. Vuc \dots \dots \dots \text{(tulangan geser tidak diperlukan)}$$

$$Vuc = \beta_1. \quad \beta_2. \quad \beta_3. \quad b_v. \quad do \left(\frac{Ast.f_c}{b_v.do} \right)^{1/3}$$

...(PPTJ, BMS, pasal 6.6.2.8.1 hal 6-59)

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{do}{2000} \geq 1,1 = 1,34, \quad \beta_2 = 1, \quad \beta_3 = 1$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{1220}{2000} \geq 1,1 = 0,79 \text{ maka } \beta_1 = 1,1$$



$$V_{uc} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,600 \cdot 1220 \left(\frac{11083,54 \times 300}{1600 \times 1220} \right)^{1/3}$$

$$= 2564360,882 N$$

$$V^* \leq Kcr. V_{uc}$$

$3.468.580 N > 0.75 \times 2.564.360,882.N$ (tdk ok , perlu tulangan geser)

$$V_{u_{min}} = 2.564.360,882 N + 0.6 \times 1600 \times 1220$$

$$= 3.735.560,882 N$$

$V_{umin} = V_{uc} + 0,6 \cdot bv \cdot do \dots \dots \dots (PPTJ, BMS, pasal 6.6.2.8.1 hal 6-59)$

$$V^* \leq Kcr. V_{umin}$$

$$3.468.580 N \geq 0.75 \times 3.735.560,882 N$$

$$3.468.581 = 2.801.670,662 N \text{ (jadi perlu tulangan geser minimum)}$$

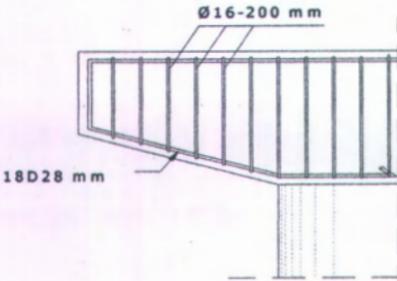
Hitung tulangan minimum (A_{svmin})

$$A_{svmin} = 0,35 \times \frac{bvxS}{fsy} \dots \dots \dots (BMS, BDM..HAL 5-95)$$

$$\text{Dipakai } 2 \varnothing 16 = 401,92$$

$$S_{min} = \frac{fsyx A_{sv}}{0,35 \times bvx} = \frac{300 \times 401,92}{0,35 \times 1600} = 215,31$$

$$\text{Maka dipakai } \varnothing 16-200 = (As = 1005.31 mm^2)$$



Gambar 7.15 . Penulangan Kepala Pilar jembatan

b. Pilar

Beban yang bekerja (ditinjau tiap 1 m lebar)

- Berat sendiri Pilar $G_1 = 6,2 \times 1,6 \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m}$
 $= 24,8 \text{ ton}$
- Beban Mati bangunan atas $= 121,73 \text{ ton}$
- Beban Hidup $= 89,80 \text{ kg}$
- ❖ Gaya Horisontal
- Gaya Gesek $= 97,38 \text{ ton}$ $y_c = 6,2 \text{ m}$
- Gaya rem $= 25 \text{ ton}$ $y_c = 7,8 \text{ m}$
- Gempa bang atas $= 79,124 \text{ ton}$ $y = 6,2 \text{ m}$
- Gempa bangunan bawah $= 0,13 \times 1 \times (6,2 \times 2,5 \times 1,6 \times 1)$
 $= 3,224 \text{ t}, y = 3,1 \text{ m}$

$$P_u = 1,3 \times (24,8 + 121,73) + 2 \times 89,80 = 370,089 \text{ ton}$$

$$= 3700890 \text{ N}$$

$$N_u = 1,3 (97,38) + 2 \times (25) + (79,124 + 3,224)$$

$$= 258,942 \text{ ton}$$

$$M_u = 1,3 \times (97,38 \times 6,2) + 2 \times (25 \times 7,8) + 1 \times$$

$$(79,124 \times 6,2) + 1 \times (3,224 \times 3,1)$$

$$= 1675,446 \text{ tm} = 16.754.460.000 \text{ Nmm}$$

Syarat Kolom harus Pendek yaitu $L/r \leq 22$

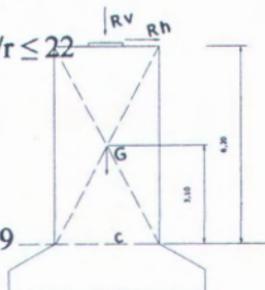
$$L = 6,20 \text{ m}$$

$$r = 0,25 \text{ d} = 0,25 \cdot 1,6 = 0,4$$

$$\frac{L}{r} = \frac{6,2}{0,4} = 15,5 \leq 22 \dots \text{OK}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}, f_{sy} = 300 \text{ Mpa}, g = 0,9$$

$$h = D = 1600 \text{ mm}, b = 1000 \text{ mm}$$



Gambar 7.16 Gaya yang bekerja pada Pilar

$$\frac{K_R^C M_u}{Ag \cdot D} = \frac{M^*}{bx \cdot D} = \frac{16,75 \times 10^9}{1000 \times 1600 \times 1600} = 6,543$$

$$\frac{K_R^C N_u}{Ag} = \frac{N^*}{b \cdot D} = \frac{2,58 \times 10^6}{1000 \times 1600} = 1,6125$$

Dari Diagram interaksi $g = 0.8$ $f_c = 30 = \text{Mpa}$ diperoleh
 $\rho = 0.01$ (gambar 5.19 (b))
 Bagan Rencana kolom BDM, BMS hal 5-127)

Syarat tulangan kolom (BDM, BMS hal 5-117)

Luas Tulangan total kolom (Asc) harus sebesar = 0.01
 $Ag < Asc < 0.04 Ag$ Asc dapat direduksi bila $Asc \times fsy > 0.15 N^*$

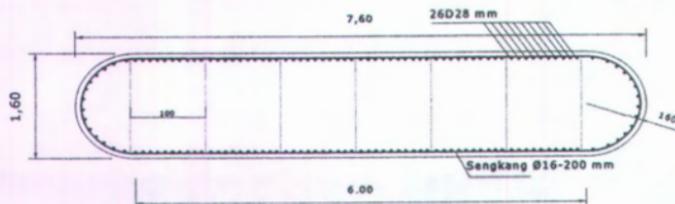
Maka dipakai $Asc = \rho \times b \times d = 0.01 \times 1000 \times 1550$
 $= 15500 \text{ mm}^2$

Dipakai Tulangan 26 D28 dipasang 2sisi

($Asc = 16009 \text{ mm}^2$) setiap 1 meter

Gaya geser melintang pada kolom diberikan dalam perumusan berikut

Dipakai tulangan Sengkang $\varnothing 16-200$
 $(Ast = 1005.31 \text{ mm}^2)$

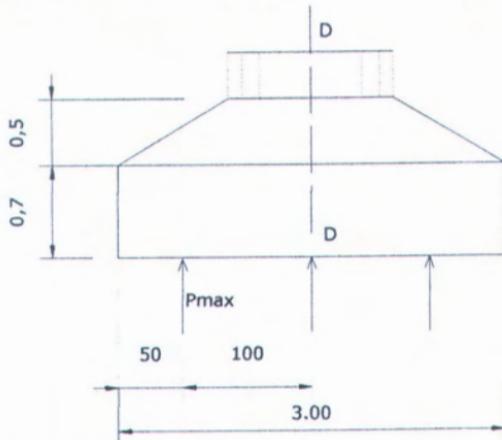


Gambar 7.17 Penulangan pada Penampang Pilar Jembatan tiap 1 meter

c . Penulangan Poer Pilar jembatan

Untuk Pondasi tiang pancang perhitungan Momen dan geser didasarkan pada anggapan Reaksi terpusat dari tiang pancang. Sistem penulangannya dianalisa sebagai

balok kantilever dengan perletakan Jepit, dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari Tiang pancang.



Gambar 7.18 Reaksi Tiang pancang Sebagai beban pada Poer jembatan

$$ht = (700 + 500) = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 1200 - 80 = 1120 \text{ m}$$

$$P_{\max} = V^* = 63,787 \text{ ton (kombinasi 1)}$$

Momen di pot D-D

$$M = 63,79 \times 1.00 = 63,79 \text{ tm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$M^* = \frac{M}{K_R^c} = \frac{63,79 \times 10^7}{0.75} = 85,05 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M^*}{bd^2} = \frac{85,05 \times 10^7}{1000 \times 1220^2} = 0,571$$

Tabel 5.9 $f_c' = 30 \text{ Mpa}$, $f_{sy} = 300 \text{ Mpa}$, BDM, BMS hal 5-23

$$\text{Karena harga Minimum dari } \frac{M^*}{bd^2} = 1,0277 > 0,571$$

Maka diambil nilai minimum dari $A_{st}/bd \geq 1,4/f_{sy}$

$$\frac{1,4}{f_{sy}} = \frac{1,4}{300} = 0,0047$$

$$A_{st} = 0,0047 \times 1000 \times 1220 = 5734 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D28-100 ($A_s = 6157 \text{ mm}^2$)

Tulangan pembagi = 20% = $1231,88 \text{ mm}^2$

dipakai tulangan = Ø 16-150 ($A_s = 1339,7 \text{ mm}^2$)

BAB VIII

TAHAPAN PELAKSANAAN DILAPANGAN

Tahapan yang akan dibahas pada bab ini menguraikan secara garis besar pelaksanaan dilapangan mulai dari Pengerjaan Pondasi Tiang Pancang sampai dengan pelaksanaan pekerjaan balok beton pratekan. Pekerjaan balok beton pratekan dilaksanakan dengan cara Precast (dicor di lokasi jembatan). Hal ini memungkinkan karena tinggi dari dasar sungai yang begitu dalam (- 4 m) sehingga tidak memungkinkan jika menggunakan perancah struktur jembatan yang berupa balok menerus (statis tak tentu).

Adapun tahapan-tahapan dari pelaksanaan Pembangunan Jembatan Sukorame ini secara garis besar dibagi 2, yaitu Pelaksanaan bangunan bawah dan bangunan atas jembatan :

1. Pelaksanaan bangunan bawah

Terdiri dari :

- Pelaksanaan pemancangan Tiang pancang
- Pekerjaan abutmen dan Pilar Jembatan

2. Struktur utama

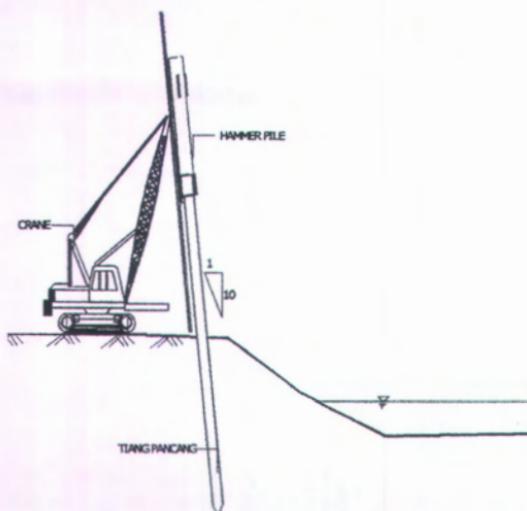
Pekerjaan struktur utama Beton pratekan yang terdiri dari

- a. Pekerjaan persiapan
- b. Pekerjaan perancah
- c. Pekerjaan Bekisting dan tulangan geser dan tulangan membela
- d. Instalasi (Pemasangan) PC Strand VSL
- e. Pekerjaan Pengecoran Balok
- f. Pengeraaan Stressing 1
- g. Pekerjaan Launching Gelagar
- h. Pekerjaan Stressing 2
- i. Grouting dan Finishing

- Urutan Kerja Pelaksanaan dilapangan

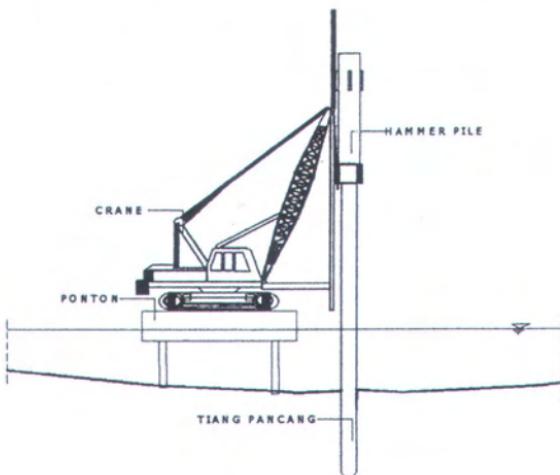
8.1.1 Bangunan Bawah

- Menentukan titik ukur Pemancangan pada Abutmen baik pada abutmen arah Trenggalek maupun abutmen dari arah Tulungagung.
- Pelaksanaan pemancangan dimulai dari titik pancang bagian yang dekat dengan sungai menggunakan Hammer crane yang dikontrol dengan theodolit kedalaman tiang pancang disesuaikan dengan hasil perencanaan (sesuai dengan test sondir) dan uji kalendering (Loading test) dilapangan.
- Untuk Pelaksanaan tiang pancang pancang miring dapat dikontrol dengan menggunakan tali yang diberi kemiringan yang sama dan dikontrol dengan theodolit saat dilakukan pemukulan tiang pancang.

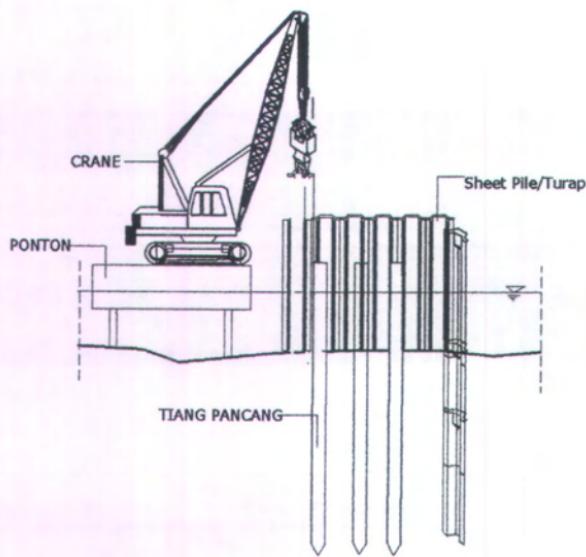


Gambar 8.1 Pemancangan tiang pancang miring pada abutmen

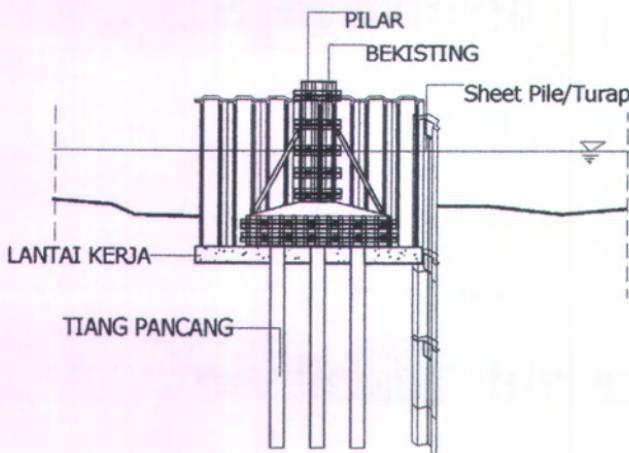
- d. Setelah tiang pancang dimasukkan sesuai kedalaman rencana disisakan kurang lebih 50 cm sekeliling tiang pancang seluas kaki abutment, dicor lantai kerja kemudian sisa kepala tiang di bongkar untuk memperoleh tulangan sebagai ikatan kaki abutment..
- e. Pembuatan bekisting untuk abutmen sesuai dengan bentuknya.
- f. Pemasangan tulangan utama dan tulangan pembagi atau tulangan geser dan pengecoran, mutu beton adalah $f_c' = 30$ Mpa
- g. Untuk Pelaksanaan Pekerjaan pilar jembatan sesuai dengan urut-urutan dari a s/d f , akan tetapi posisi pilar yan berada ditengah kali dapat menggunakan Bak Ponton sebagai landasan untuk Hammer crane, dan digunakan sheet Pile disekeliling pilar untuk pemasangan bekisting dan saat pengecoran agar tidak terganggu dengan adanya air . Berikut ini Urutan gambar pelaksanaan pilar jembatan



Gambar 8.2 Proses pemancangan pondasi tiang pancang dipilar jembatan



Gambar 8.3 Pemasangan Sheet Pile setelah pemancangan

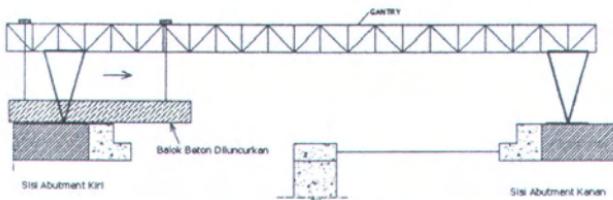


Gambar 8.4 Pemasangan bekisting setelah pemasangan tulangan pada pilar

8.1.2 Struktur Utama

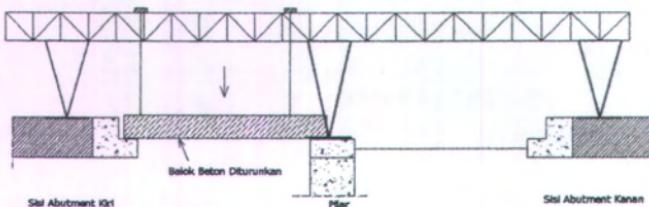
Struktur utama berupa Beton pratekan dengan pengecoran di lapangan dengan sistem penegangan Post tension, Secara garis besar pelaksanaannya sebagai berikut

- Pembuatan Beketing Balok beton di tempat, sepanjang bentangnya, di belakang abutment dengan aligment yang sama dengan alignment jembatan.
- Meletakkan instalasi *PC Strand* seperti angker hidup dan mati pada tempatnya, selongsong, kabel dan *coupling anchorage* pada sambungan, kabel diatur sedemikian rupa sesuai dengan hasil perhitungan(diikat dengan kawat pengikat).
- Selanjutnya Pengecoran balok pratekan dengan beton molen, mutu beton yang dipakai adalah $f_c' = 45$ Mpa.
- Setelah Beton mengeras sampai kekuatan yang diperlukan tercapai, balok beton siap dilakukan stressing awal (penarikan untuk simple beam) dengan mesin Stressing Jack , diatur (diset) sesuai dengan gaya Prategang awal untuk kabel 1.
- Sebelum dan selama proses transportasi, balok beton disangga dengan sisi-sisi sampingnya supaya tidak terguling.
- Dengan menggunakan kereta (roll), balok beton didorong untuk diterima oleh kerekan yang dipasang di gantry.



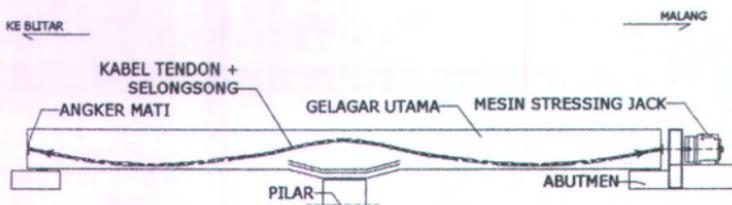
Gambar 8.5 Peluncuran balok ke tumpuan

- g. Bila kedudukan sudah tepat di atas bearing-nya balok beton diturunkan



Gambar 8.6 Balok diturunkan

- h. Selanjutnya apabila semua balok sudah terpasang kabel 3 di stress dari arah Tulungagung dan kabel 2 dari arah Trenggalek dilakukan setelah launching.



Gambar 8.7 Stressing(penarikan) gelagar utama dengan Stressing jack

- i. Setelah kabel tendon selesai di stresssing dilakukan pemotongan kabel baja (strand) yang telah dipasang angker . strand dipotong minimum 2 cm dari tepi terluar
- j. Jika pemotongan telah selesai dilaksanakan maka angker ditutup dengan adukan semen dan pasir (Patching),untuk mencegah keluarnya bahan grouting dari sela-sela strand.

- k. Setelah 24 jam dari pekerjaan patching, grouting (injeksi semen) dapat dilaksanakan.
 - l. Sejak dari pekerjaan grouting selesai sampai 3 hari kemudian balok pratekan tidak boleh dibebani.
- **Peralatan dan material yang digunakan pada struktur utama**
 1. *Peralatan*
 - a. Papan bekisting
 - b. Beton molen
 - c. Stressing Jack VSL
 - d. Gantry (Alat Berat Penggantung Balok)
 - e. Kereta (roll)
 - f. Grouting pump
 - g. Compresor, dll
 2. *Material*
 - a. Angker mati (type 19 P) dan angker hidup 19 sc
 - b. Kayu ganjal
 - c. Beton ready mix $f'_c = 45$ Mpa.
 - d. PC Strain (kawat tendon), selongsong
 - e. Besi tulangan,
 - f. Semen PC , additive (SIKA) dan air dll

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

PENUTUP

9.1 KESIMPULAN

Dari Perencanaan Struktur Jembatan sukoram dengan Beton Pratekan Statis Tak Tentu ini dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Bentang jembatan adalah 58 meter yang dibagi menjadi 2 bentang ($29\text{ m} \times 2$) dengan satu pilar ditengah yang direncanakan dengan struktur statis tak tentu. Lebar Jembatan 9.00 m yang terdiri dari 7.00 m lantai kendaraan dan 2×1 m trotoar yang dipikul oleh 5 buah balok utama dengan jarak as ke as balok utama sebesar 1.85 m.
2. Tiang sandaran dari beton bertulang dengan tinggi 1.00 m dimensi pada bagian pangkal sandaran $10/22$ cm dan dibagian tengah sandaran $10/16$ cm dipakai tulangan utama $4 \varnothing 12$ mm dengan sengkang $\varnothing 8 - 150$ mm. Pada tiang sandaran digunakan Pipa sandaran dengan dimensi $\varnothing 48,6$ mm dari Besi Galvanis Iron.
3. Trotoar selebar 80 cm ditambah 20 cm kerb sebagai pembatas tepi. Trotoar dibuat dari beton rabat (tanpa tulangan) dengan tinggi 25 cm termasuk paving diatasnya . Kerb dengan tinggi 25 cm dipakai tulangan utama $\varnothing 8 - 150$ dan $2 \varnothing 12$ sebagai tulangan pembagi.
4. Pelat lantai kendaraan dari beton bertulang dengan tebal total 20 cm terdiri dari 12 cm plat beton pracetak dan 8 cm plat beton cast in situ dan didapatkan tulangan utama untuk tumpuan dan lapangan D19-180.
5. Balok melintang dengan dimensi $30 \times 80 \times 164.7$ cm terletak di tengah balok utama dan hanya berfungsi sebagai pengaku, dipasang dengan jarak 4 m didekat

- tumpuan dan selanjutnya diambil jarak 5 meter antar as balok melintang.
6. Gelagar utama pada tengah bentang menggunakan balok pratekan standard AASHTO tipe V dengan tinggi balok 1.60 m, Gaya pratekan awal yang diberikan ke gelagar utama sebesar 610000 kg . Perhitungan kehilangan gaya prategang gaya awal tersebut mengalami kehilangan gaya sebesar 13,315 %. Kehilangan gaya prategang yang direncanakan pada saat awal desain sebesar 20 %, maka digunakan kehilangan pratekan sebesar 13,315 %.
 7. Kabel prategang yang dipakai adalah Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM-A416 diameter 15.24 mm dengan jumlah total 45 strand yang terbagi dalam 3 tendon.
 8. Lendutan total yang terjadi pada gelagar utama adalah sebesar 3,295 cm dimana lendutan tersebut masih dibawah lendutan ijin sebesar 8,056 cm.
 9. perletakan berupa Elastomer Bearing pad yang dimana dimensi yang dipakai adalah 480 x 250 x 101 mm untuk tumpuan Adan C. Untuk tumpuan B pada pilar digunakan dimensi 480 x 380 x 101 mm.
 10. Abutment berupa Pile Cap dengan kedalaman 2,75 m dari muka gelagar utama, pier/pilar direncanakan dengan tinggi 8,7 m untuk pilar B yang diukur dari muka gelagar utama..
 11. Tiang pacang yang digunakan berupa tiang pancang bulat dengan dimensi Ø 40 cm pada abutmen dan Ø 40 cm pada Pilar dengan jumlah tiang pancang pada abutment 12 buah dan pada pilar sebanyak 24 buah. Kedalaman untuk masing-masing tiang pancang adalah 18 m untuk abutment, 18 m untuk pilar B.
 12. Kondisi Sungai yang begitu dalam memungkinkan jika Balok jembatan dibuat dengan cor di lapangan dalam proses pengecorannya, struktur utama tersebut

ditegangkan dengan sistem post tension dimana beton distressing setelah mencapai kekuatan yang diinginkan.

9.2 SARAN

Dalam perencanaan struktur jembatan beton prategang ini kami menyarankan hal-hal sebagai berikut :

Kekuatan utama dari gelagar beton prategang terletak pada tendon - tendon yang terpasang setelah diberi gaya prategang, hal ini berarti tidak boleh terjadi peristiwa dimana salah satu kabel tersebut putus karena hal itu akan mengakibatkan perubahan tegangan yang dapat menyebabkan keruntuhan struktur. Oleh sebab itu saya menyarankan untuk menggunakan tendon yang sudah teruji kekuatan kemampuan tariknya (fpu).

Pengaruh Rangkak yang terjadi pada beton prategang dapat memperbesar lendutan yang terjadi selama beban kerja karena itulah saya sarankan untuk menggunakan koefisien rangkak dalam perencanaan lendutan guna mendapatkan tingkat keamanan yang baik dalam jangka waktu yang lama, seperti yang disyaratkan dalam Peraturan Bridge Management System 1992.

Gaya yang terjadi pada ujung gelagar (End blok) cukup rumit dan tidak dapat terdefinisi hanya terjadi gaya membelah saja. Karena pada saat Jacking atau stressing dilakukan ada segmen tertentu pada end blok yang juga mengalami tarik selain terjadi tekan. Untuk itu saya sarankan tetap menggunakan tulangan bursting force yang dipasang sampai dengan jarak (tinggi gelagar) dari angker ditempatkan.

Perhitungan dengan metode tegangan kerja tidak akan selalu memberikan tingkat keamanan yang memadai Jika terjadi pembebanan yang melampaui batas (terjadi aksi ultimate) dan diluar perencanaan. Untuk itu bagaimanapun juga perlu dikontrol terhadap Metode rencana keadaan batas terutama dalam perhitungan Lentur dari balok struktur.

Dalam pelaksanaan hendaknya meminimalisasi kesalahan-kesalahan yang terjadi terutama oleh manusia (Human Error) agar hasilnya tidak terlalu berbeda jauh dengan perencanaan dan perhitungan.

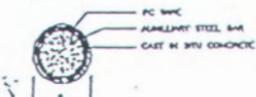
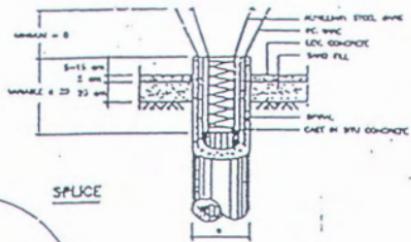
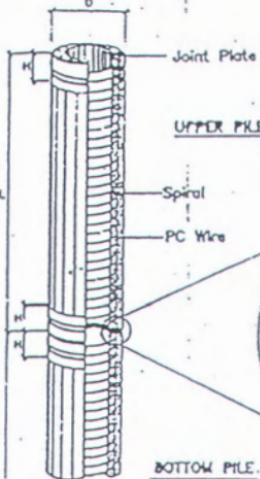
DAFTAR PUSTAKA

- Departement Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992. **Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan bagian 2 Pembebanan Jembatan “Bridge Management System”.**
- Departement Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992. **Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan bagian 6 Beton Struktural “Bridge Management System”.**
- Departement Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992. **Bridge Design manual Volume 1, Bridge Management System**
- Lin, T. Y -H burns, 1993. **Desain Struktur Beton Prategang edisi ketiga jilid 1 dan 2.** Erlangga, Jakarta.
- Naaman, A.E., 1982, **Prestressed Concrete Analysis and Design**, Mc. Graw Hill Inc., New york, USA.
- Nawy, E.G., 1996, **Prestressed Concrete: A Fundamental Approach**, 2nd ed., Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Raju, Krishna N, 1989. **Beton Prategang edisi kedua.** Erlangga, Jakarta.
- Winarni Hadipratomo, Ir. **Struktur Beton Prategang, Teori dan Prinsip Desain.** Nova, Bandung.
- M. Das, Braja, 1988, **Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis jilid 1),** Erlangga, Jakarta

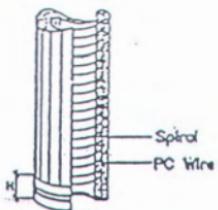
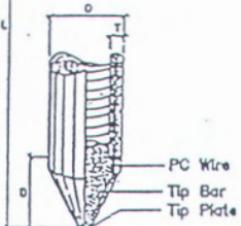


*Spend and god will send!
Tuhan akan memberkati orang-orang yang beramal.*

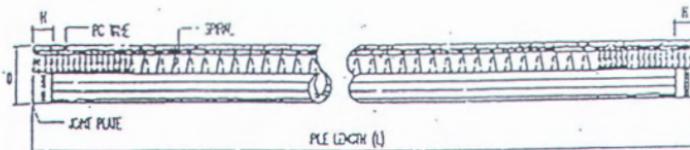
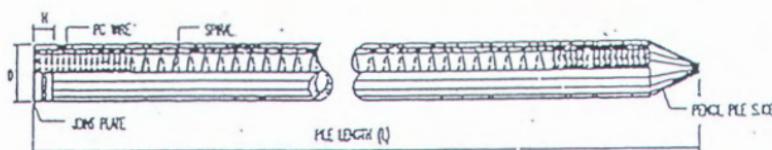
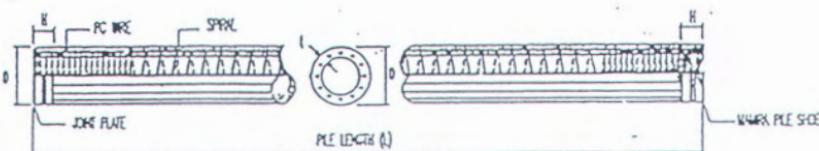
LAMPIRAN



BOTTOM PILE: Heavy Duty Nut or Button Head



D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

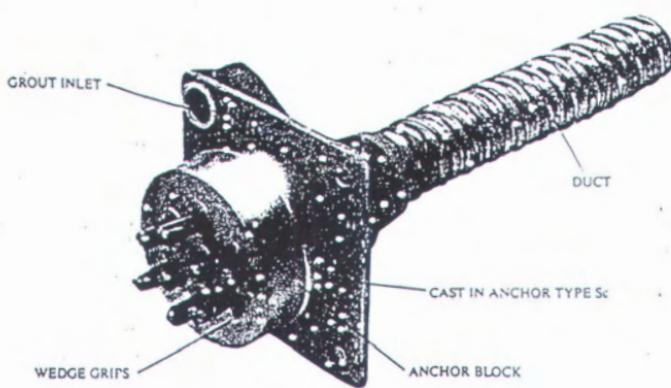
MIDDLE PILEBOTTOM PILE (PENCIL SHOE)
(STANDARD PRODUCT)BOTTOM PILE (MAMIRA SHOE)
(SPECIAL DESIGN)

Outside Diameter (D-mm)	Wall Thickness (T-mm)	Length of ¹⁾ Single Pile (L-m)	Steel Bond ²⁾ Length ³⁾ (H-mm)	Pencil Shoe Length (D-mm)	Unit Weight ³⁾ (W - kg/m)
300	60	6-13	100	300	110
350	65	6-15	100	350	140 ✓
400	75	6-16	150	400	200 ✓
450	80	6-16	150	450	240
500	90	6-16	150	500	300
600	100	6-16	150	600	400

PC PILES

PT WIJAYA KARYA BETON

STRESSING ANCHORAGE



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc

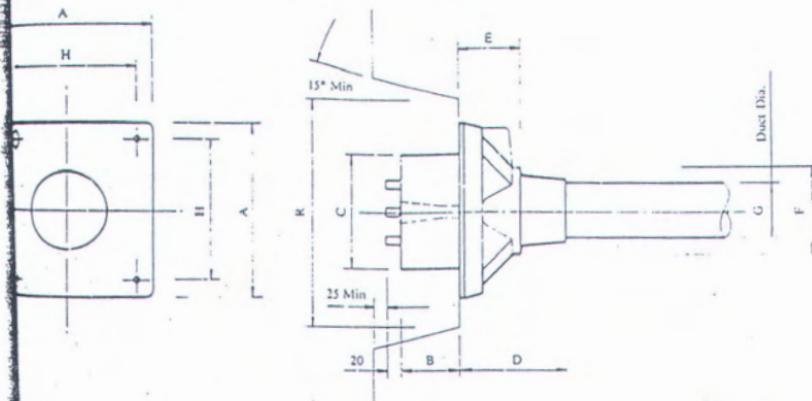
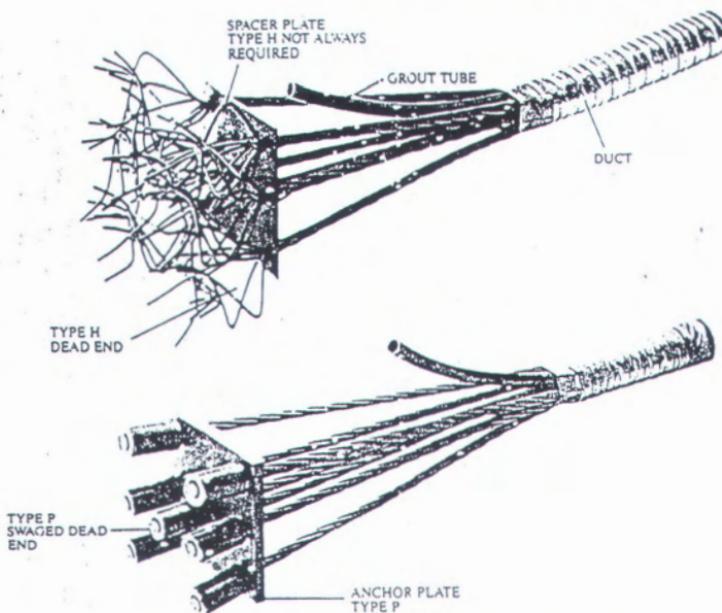


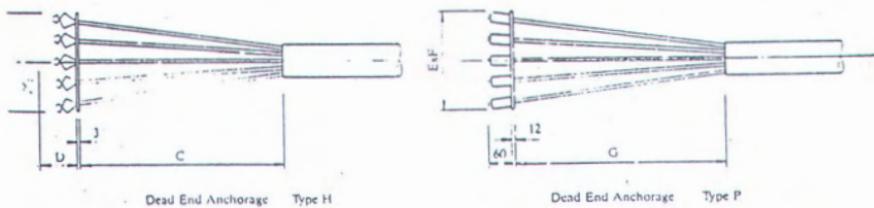
PLATE TYPE	A	B	C	D	E	F	G	H	I	R	Characteristic Load (kN)
Sp	135	54	90	106	16	56	39	115	250	552	
VSp	150	54	90	150	10	64	50	125	250	736	
7Sc	165	54	120	100	60	85	50	125	290	1290	
10Sc	215	54	160	160	85	120	69	150	360	2210	
18Sc	265	66	180	210	110	145	84	200	360	3500	
25Sc	350	77	200	215	140	150	90	230	360	4050	
35Sc	315	92	220	250	160	175	96	250	500	4970	
50Sc	315	192	230	250	160	175	105	250	500	5700	
70Sc	370	107	250	320	160	200	115	305	900	6810	
90Sc	390	112	290	340	160	217	118	325	900	7730	
120Sc	430	122	300	340	160	235	135	365	900	8830	
160Sc	463	142	320	340	160	250	135	400	900	10120	

NOTE: Dimension R does not allow for lift off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.
Refer VSL office for details. Plate type anchors (Type Sp) also available on request.

DEAD END ANCHORAGE



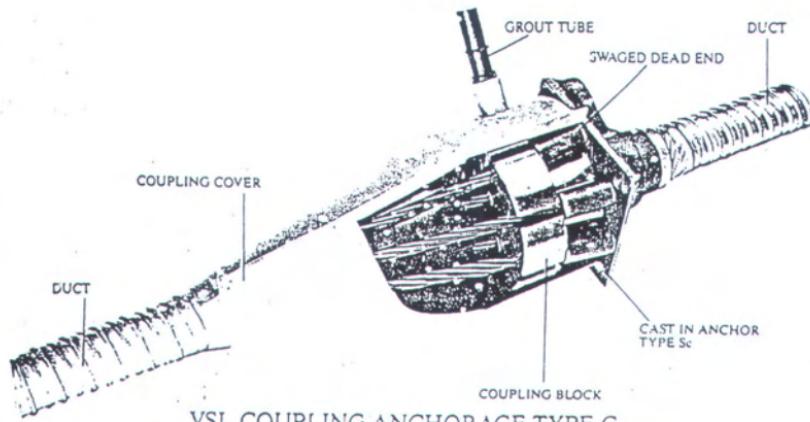
VSL. DEAD END ANCHORAGES TYPE H - TYPE P



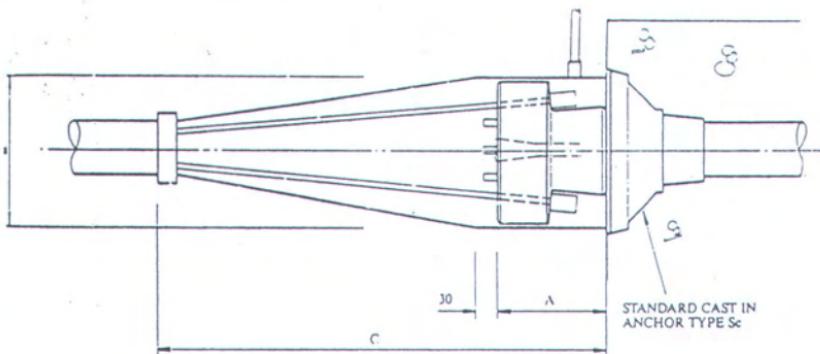
VSL TYPE H 12.7mm	A	Dimensions (mm)	B	C	D
3H	125	125	600	-	
5H	125	125	600	-	
7H	175	150	600	-	
10H	300	250	1000	150	
19H	375	300	1000	150	
22H	400	300	1000	150	
27H	450	400	1000	150	
34H	450	425	1000	150	
37H	325	450	1100	150	
42H	600	450	1100	150	
48H	645	450	1200	150	
55H	700	500	1200	150	

VSL TYPE P 12.7mm	E	Dimensions (mm)	F	G
3P	100	100	100	
4P	120	120	130	
7P	130	130	130	
12P	200	200	350	
19P	250	250	300	
22P	300	250	500	
27P	300	300	650	
31P	350	300	650	
37P	375	350	850	
42P	375	375	850	
48P	400	400	1000	
55P	425	425	1000	

COUPLING ANCHORAGE

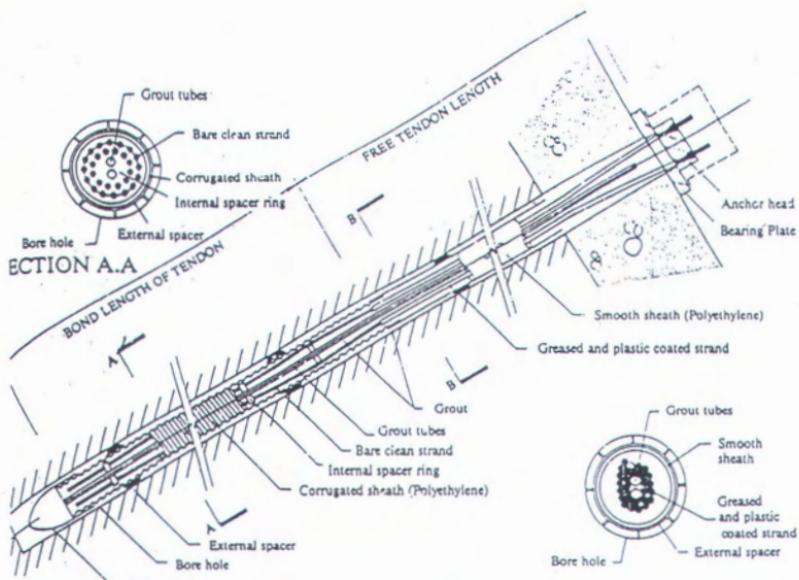


VSL COUPLING ANCHORAGE TYPE C

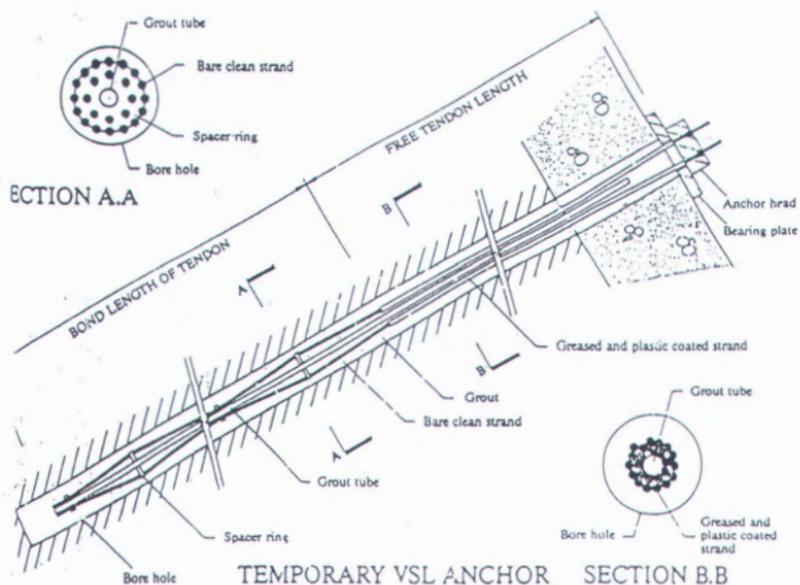


VSL TYPE	Dimensions (mm)			Characteristic Load (kN)
	A	B	C	
3c	110	140	330	532
4c	110	160	330	716
7c	110	180	410	1290
12c	110	210	470	2210
19c	110	240	550	3500
22c	110	260	620	4050
27c	110	310	960	4970
31c	110	350	960	5700
37c	110	390	1000	6810
42c	150	395	1000	7730
48c	150	420	1000	8830
55c	170	490	1140	10120

HOR DETAILS



PERMANENT VSL ANCHOR SECTION B.B



TEMPORARY VSL ANCHOR SECTION B.B



LAPORAN HASIL PENYELIDIKAN TANAH
UNTUK PEMBANGUNAN JEMBATAN SUKORAME
KECAMATAN GANDUSARI KABUPATEN TRENGGALEK

NO. PEK. :



PEMERINTAH KABUPATEN TRENGGALEK
DINAS BINA MARGA

Jalan Sunan Kalijogo No. 2 Telp. (0355) 791326
TRENGGALEK

STATIC CONE PENETROMETER GRAPH

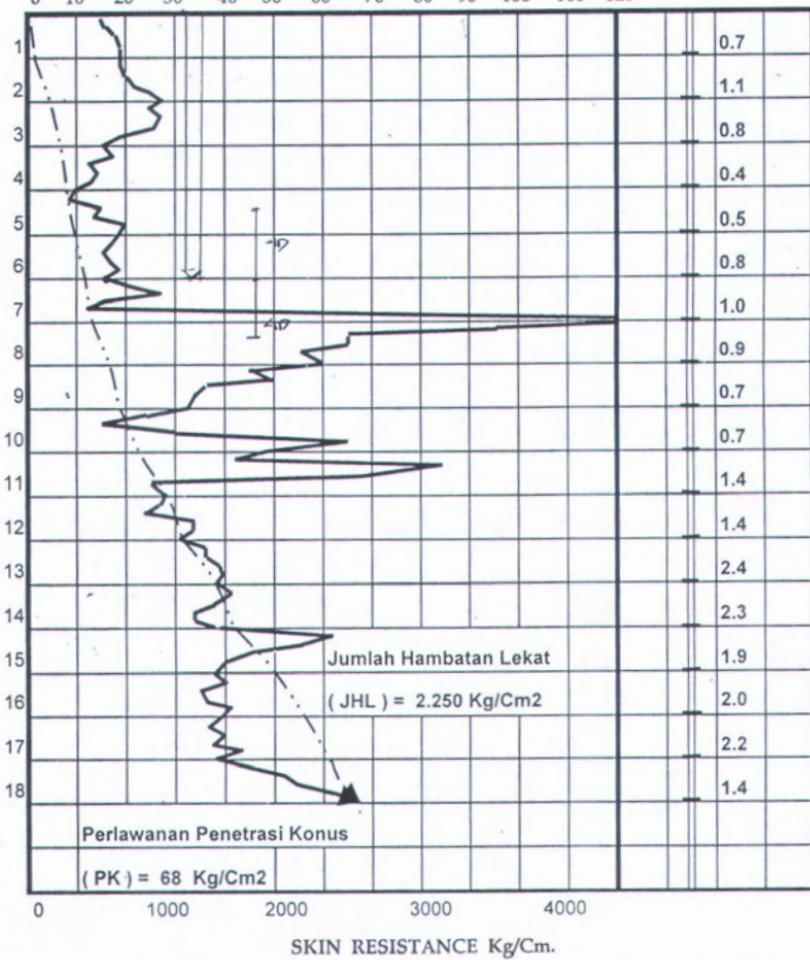
SKETCH OF COUNTING

PROJECT	: JEMBATAN SUKORAME KEC GANDUSARI.
PROVINCE	: JAWA TIMUR
LOCATION	: KABUPATEN TRENGGALEK
POINT NO.	: SONDIR I
DATE STARTER	: 07 - 10 - 2004
NAME OF TECHNICIAN:	
ENGINEER	

POINT RESISTANCE Kg/Cm.

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120

↓
DEPTH (M)



DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. : -
Nomor Contoh : Titik Sondir I
Pekerjaan : Jembatan Sukoram
Kec. Gandusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan : 07 - 10 - 2004
Dihitung : SUYANTO, ST.
Digambar :
Diperiksa : MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN

PB-0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlawanan penetras konus (PK) (kg/cm2)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm2)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm2)	HL x 2 (kg/cm2)	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm2)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm2)
0. 00	0	0	0	0	0	0.0
20	15	18	3	6	6	0.3
40	16	21	5	10	16	0.5
60	18	23	5	10	26	0.5
80	19	25	6	12	38	0.6
1. 00	19	26	7	14	52	0.7
20	19	27	8	16	68	0.8
40	20	27	7	14	82	0.7
60	22	32	10	20	102	1.0
80	25	37	12	24	126	1.2
2. 00	27	38	11	22	148	1.1
20	25	34	9	18	166	0.9
40	27	34	7	14	180	0.7
60	26	35	9	18	198	0.9
80	19	26	7	14	212	0.7
3. 00	16	24	8	16	228	0.8
20	17	23	6	12	240	0.6
40	13	19	6	12	252	0.6
60	14	18	4	8	260	0.4
80	13	17	4	8	268	0.4
4. 00	10	14	4	8	276	0.4
20	9	13	4	8	284	0.4
40	15	20	5	10	294	0.5
60	14	21	7	14	308	0.7
80	20	23	3	6	314	0.3
5. 00	19	24	5	10	324	0.5
20	17	23	6	12	336	0.6
40	16	21	5	10	346	0.5
60	17	23	6	12	358	0.6
80	19	24	5	10	368	0.5

Sketsa Situasi :	No. titik : Sondir I	No. alat sondir :
	Muka tanah : - 7.00 MU	No. manometer :
	Muka air tanah : - 0.50 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman : -25.00 m'	Sondir air :

Lembar no. 1 dari Titik Sondir I

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. :-
 Nomor Contoh : Titik Sondir I
 Pekerjaan : Jembatan Sukorame
 Kec. Gandusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan : 07 - 10 - 2004
 Dihitung : SUYANTO, ST.
 Digambar :
 Diperiksa : MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN

PB - 0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlwanan penetrasi konus (PK) (kg/cm2)	Jumlah Perlwanan (JP) (kg/cm2)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm2)	HL x 2 (kg/cm2)	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm2)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm2)
6. 00	16	24	8	16	384	0.8
20	21	27	6	12	396	0.6
40	17	24	7	14	410	0.7
60	(16)	21	5	10	420	0.5
80	12	18	6	12	432	0.6
7. 00	170	180	10	20	452	1.0
20	96	119	23	46	498	2.3
40	65	72	7	14	512	0.7
60	65	70	5	10	522	0.5
80	56	67	11	22	544	1.1
8. 00	60	69	9	18	562	0.9
20	45	52	7	14	576	0.7
40	50	57	7	14	590	0.7
60	37	44	7	14	604	0.7
80	34	47	13	26	630	1.3
9. 00	33	40	7	14	644	0.7
20	24	31	7	14	658	0.7
40	16	25	9	18	676	0.9
60	30	34	4	8	684	0.4
80	65	94	29	58	742	2.9
10. 00	49	56	7	14	756	0.7
20	42	62	20	40	796	2.0
40	85	98	13	26	822	1.3
60	68	73	5	10	832	0.5
80	25	59	34	68	900	3.4
11. 00	28	42	14	28	928	1.4
20	27	41	14	28	956	1.4
40	24	36	12	24	980	1.2
60	34	45	11	22	1002	1.1
80	34	50	16	32	1034	1.6

Sketsa Situasi :	No. titik	: Sondir I	No. alat sondir :
	Muka tanah	- 7.00 MU	No. manometer :
	Muka air tanah	- 0.50 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman	-25.00 m'	Sondir air :

Lembar no. 2 dari Titik Sondir I

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. :-
Nomor Contoh : Titik Sondir I
Pekerjaan : Jembatan Sukorame
Kec. Gandusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan : 07 - 10 - 2004
Dihitung : SUYANTO, ST.
Digambar :
Diperiksa : MUKIMIN S, ST:

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN

PB. 0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm ²)	HL x 2	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm ²)
12. 00	31	45	14	28	1062	1.4
20	36	55	19	38	1100	1.9
40	36	56	20	40	1140	2
60	39	61	22	44	1184	2.2
80	40	62	22	44	1228	2.2
13. 00	39	63	24	48	1276	2.4
20	41	60	19	38	1314	1.9
40	38	56	18	36	1350	1.8
60	34	61	27	54	1404	2.7
80	34	53	19	38	1442	1.9
14. 00	38	61	23	46	1488	2.3
20	61	75	14	28	1516	1.4
40	56	76	20	40	1556	2.0
60	46	67	21	42	1598	2.1
80	40	61	21	42	1640	2.1
15. 00	38	57	19	38	1678	1.9
20	40	59	19	38	1716	1.9
40	35	55	20	40	1756	2.0
60	36	54	18	36	1792	1.8
80	41	60	19	38	1830	1.9
16. 00	40	60	20	40	1870	2.0
20	37	54	17	34	1904	1.7
40	40	57	17	34	1938	1.7
60	38	57	19	38	1976	1.9
80	43	61	18	36	2012	1.8
17. 00	39	61	22	44	2056	2.2
20	45	73	28	56	2112	2.8
40	52	70	18	36	2148	1.8
60	54	75	21	42	2190	2.1
80	63	79	16	32	2222	1.6

Sketsa Situasi :	No. titik : Sondir I	No. alat sondir :
	Muka tanah : - 7.00 MU	No. manometer :
	Muka air tanah : - 0.50 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman : -25.00 m'	Sondir air :

Lebar no. 3 dari Titik Sondir I

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. :-

Nomor Contoh : Titik Sondir I

Pekerjaan : Jembatan Sukorame

Kec. Gandusari Kab. Trenggalek

Dikerjakan : 07 - 10 - 2004

Dihitung : SUYANTO, ST.

Dikung Digambar

Digantung : MUKIMIN S. ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN

PB-0101-76

Sketsa Situasi :

No titik : Sondir

Muka tanah : - 7.00 MI

Muka tanah : - 7.00 MU

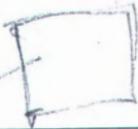
Jml kedalaman : -25.00 m'

Lembar no. 1 dari Titik Sandir

Lembar no. 4 dari Titik Sondir I

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

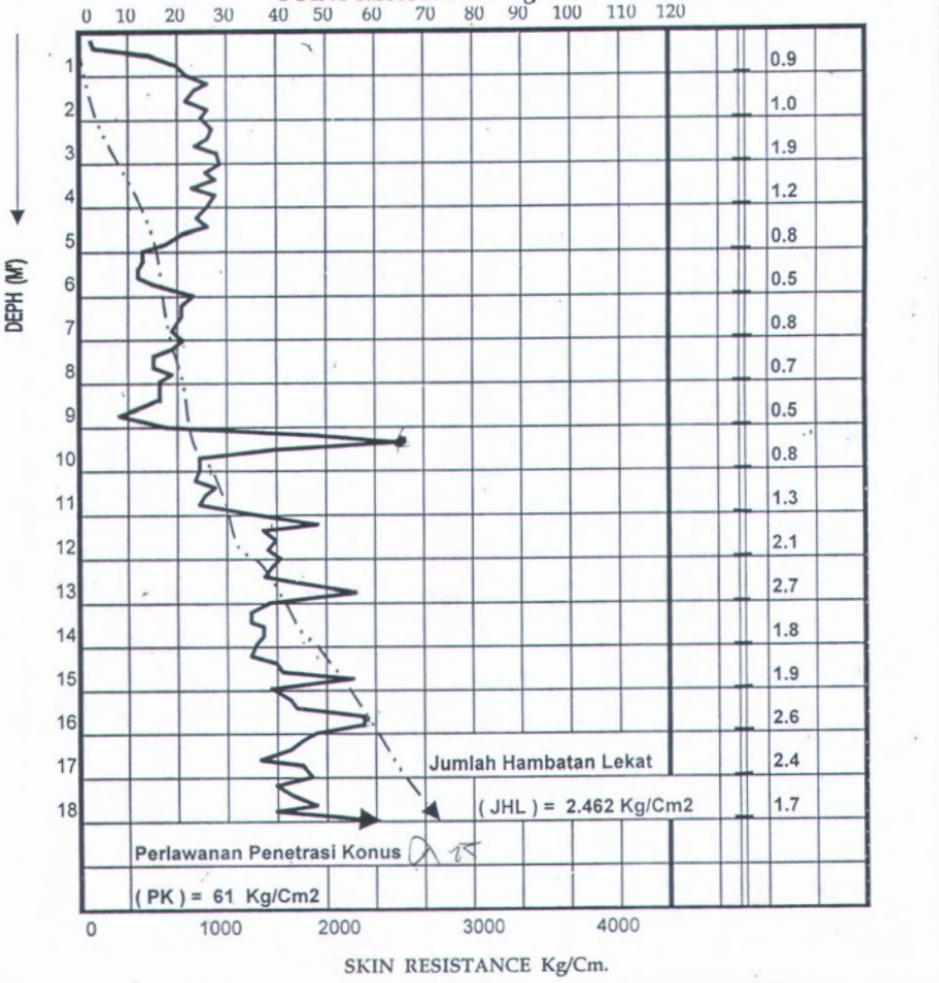


STATIC CONE PENETROMETER GRAPH

ETHOD OF COUNTING

PROJECT : JEMBATAN SUKORAME KEC GANDUSARI
PROVINCE : JAWA TIMUR LINK : SEG:
LOCATION : KABUPATEN TRENGGALEK
POINT NO. : SONDIR II TOTAL DEPH :
DATE STARTER : 07 - 10 - 2004 DATE FINISHEL :
NAME OF TECHNICIAN :
ENGINEER

POINT RESISTANCE Kg/Cm.



DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. : -
 Nomor Contoh : Titik Sondir II
 Pekerjaan : Jembatan Sukorame
 Kec. Gandusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan	: 07 - 10 - 2004
Dihitung	: SUYANTO, ST.
Digambar	:
Diperiksa	: MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

P E N Y O N D I R A N

PB -0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm ²)	HL x 2 (kg/cm ²)	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm ²)
0. 00	0	0	0	0	0	0.0
20	3	5	2	4	4	0.2
40	4	5	1	2	6	0.1
60	14	19	5	10	16	0.5
80	20	26	6	12	28	0.6
1. 00	22	31	9	18	46	0.9
20	26	37	11	22	68	1.1
40	23	31	8	16	84	0.8
60	22	37	15	30	114	1.5
80	26	35	9	18	132	0.9
2. 00	25	35	10	20	152	1.0
20	27	36	9	18	170	0.9
40	26	39	13	26	196	1.3
60	24	37	13	26	222	1.3
80	28	41	13	26	248	1.3
3. 00	29	48	19	38	286	1.9
20	26	44	18	36	322	1.8
40	28	39	11	22	344	1.1
60	23	36	13	26	370	1.3
80	28	40	12	24	394	1.2
4. 00	26	38	12	24	418	1.2
20	24	39	15	30	448	1.5
40	26	36	10	20	468	1.0
60	21	28	7	14	482	0.7
80	18	26	8	16	498	0.8
5. 00	13	21	8	16	514	0.8
20	13	18	5	10	524	0.5
40	12	16	4	8	532	0.4
60	12	19	7	14	546	0.7
80	15	21	6	12	558	0.6

Sketsa Situasi :	No. titik : Sondir II	No. alat sondir :
	Muka tanah : - 8.30 MU	No. manometer :
	Muka air tanah : - 0.20 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman : -26.30 m'	Sondir air :

Lembar no. 1 dari Titik Sondir II

Catatan :

* Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. :-
 Nomor Contoh : Titik Sondir II
 Pekerjaan : Jembatan Sukoramé
 Kec. Gaudusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan	: 07 - 10 - 2004
Dihitung	: SUYANTO, ST.
Digambar	:
Diperiksa	: MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN

PB - 0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlawaan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawaan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm ²)	HL x 2 (kg/cm ²)	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm ²)
6. 00	23	28	5	10	568	0.5
20	21	29	8	16	584	0.8
40	22	33	11	22	606	1.1
60	22	32	10	20	626	1
80	19	29	10	20	646	1
7. 00	21	29	8	16	662	0.8
20	19	27	8	16	678	0.8
40	15	22	7	14	692	0.7
60	15	22	7	14	706	0.7
80	19	27	8	16	722	0.8
8. 00	16	23	7	14	736	0.7
20	16	21	5	10	746	0.5
40	16	23	7	14	760	0.7
60	14	19	5	10	770	0.5
80	9	16	7	14	784	0.7
9. 00	18	23	5	10	794	0.5
20	48	55	7	14	808	0.7
40	65	84	19	38	846	1.9
60	40	45	5	10	856	0.5
80	25	45	20	40	896	2.0
10. 00	25	33	8	16	912	0.8
20	24	32	8	16	928	0.8
40	28	36	8	16	944	0.8
60	26	35	9	18	962	0.9
80	25	37	12	24	986	1.2
11. 00	36	49	13	26	1012	1.3
20	49	60	11	22	1034	1.1
40	38	51	13	26	1060	1.3
60	40	65	25	50	1110	2.5
80	39	60	21	42	1152	2.1

Sketsa Situasi :	No. titik	: Sondir II	No. alat sondir :
	Muka tanah	- 8.30 MU	No. manometer :
	Muka air tanah	- 0.20 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman	- 26.30 m'	Sondir air :

Lembar no. 2 dari Titik Sondir II

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK

Lampiran Surat/Laporan No. : -
Nomor Contoh : Titik Sondir II
Pekerjaan : Jembatan Sukorame
Kec. Gandusari Kab.Trenggalek

Dikerjakan	: 07 - 10 - 2004
Dihitung	: SUYANTO, ST.
Digambar	:
Diperiksa	: MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

P E N Y O N D I R A N

PB.- 0101 - 76

Kedalaman M.T (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan lekat HL=JP-PK (kg/cm ²)	HL x 2 (kg/cm ²)	Jumlah hambatan lekat (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan setempat HS=HL/10 (kg/cm ²)
12. 00	41	62	21	42	1194	2.1
20	39	61	22	44	1238	2.2
40	38	62	24	48	1286	2.4
60	44	70	26	52	1338	2.6
80	57	75	18	36	1374	1.8
13. 00	39	66	27	54	1428	2.7
20	35	56	21	42	1470	2.1
40	35	57	22	44	1514	2.2
60	37	56	19	38	1552	1.9
80	37	57	20	40	1592	2
14. 00	36	54	18	36	1628	1.8
20	35	52	17	34	1662	1.7
40	40	58	-18	36	1698	1.8
60	41	58	17	34	1732	1.7
80	56	71	15	30	1762	1.5
15. 00	39	58	19	38	1800	1.9
20	43	67	24	48	1848	2.4
40	44	69	25	50	1898	2.5
60	58	79	21	42	1940	2.1
80	58	76	18	36	1976	1.8
16. 00	48	74	26	52	2028	2.6
20	45	65	20	40	2068	2.0
40	43	64	21	42	2110	2.1
60	37	63	26	52	2162	2.6
80	45	62	17	34	2196	1.7
17. 00	47	71	24	48	2244	2.4
20	40	64	24	48	2292	2.4
40	43	68	25	50	2342	2.5
60	48	67	19	38	2380	1.9
80	40	64	24	48	2428	2.4

Sketsa Situasi :	No. titik : Sondir II	No. alat sondir :
	Muka tanah : - 8.30 MU	No. manometer :
	Muka air tanah : - 0.20 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman : -26.30 m ¹	Sondir air :

Lebar no. 3 dari Titik Sondir II

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.

**DINAS BINA MARGA
KABUPATEN TRENGGALEK**

Lampiran Surat/Laporan No. : - Dikerjakan : 07 - 10 - 2004
Nomor Contoh : Titik Sondir II Dihitung : SUYANTO, ST.
Pekerjaan : Jembatan Sukorame Digambar :
Kec. Gaudusari Kab.Trenggalek Diperiksa : MUKIMIN S, ST.

Propinsi	Seksi	Dari - ke	Ruas	No. Jemb.	Km - Km dari	Km	Tanggal
Jawa Timur							

PENYONDIRAN
PB#0101-76

Sketsa Situasi :	No. titik : Sondir II	No. alat sondir :
	Muka tanah : - 8.30 MU	No. manometer :
	Muka air tanah : - 0.20 MT	Sondir darat :
	Jml.kedalaman : -26.30 m'	Sondir air :

Lembar no. 4 dari Titik Sondir II

Catatan :

*) Jumlah hambatan setempat setiap 20 cm.



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING TANDA TANGAN

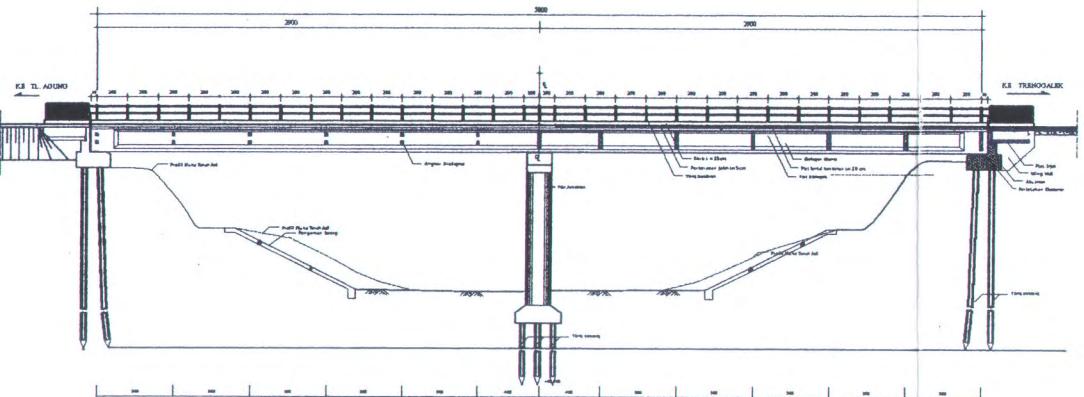
Ir. SADJI

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH 1 : 500
T. SAMPING 1 : 500

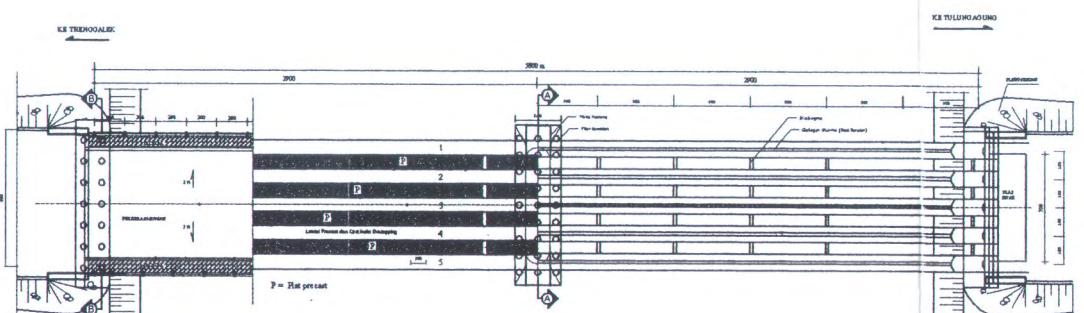
NO LEMBAR JUMLAH LEMBAR

01 08

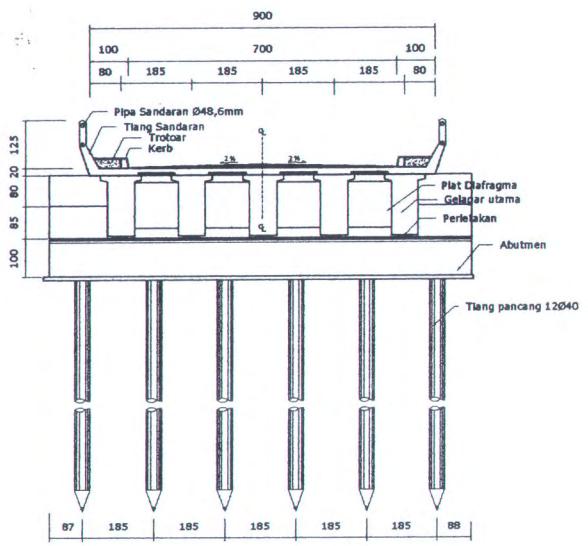


TAMPAK SAMPING/POT. MEMANJANG

SKALA 1 : 500

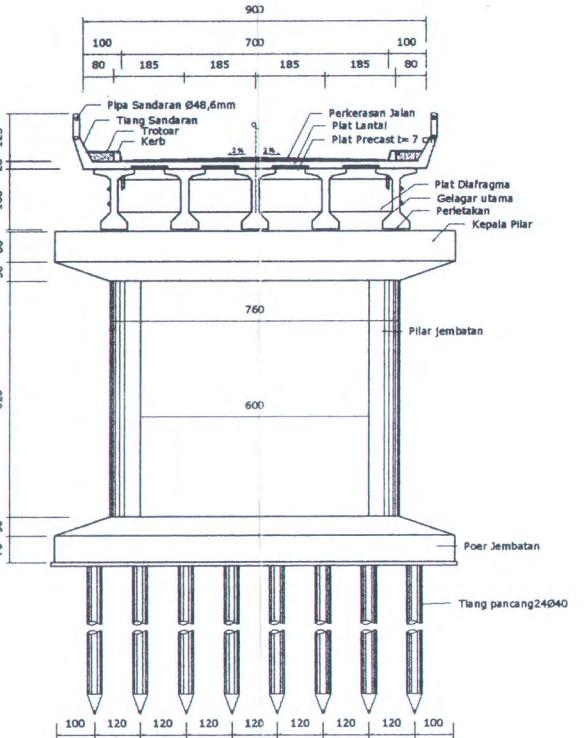
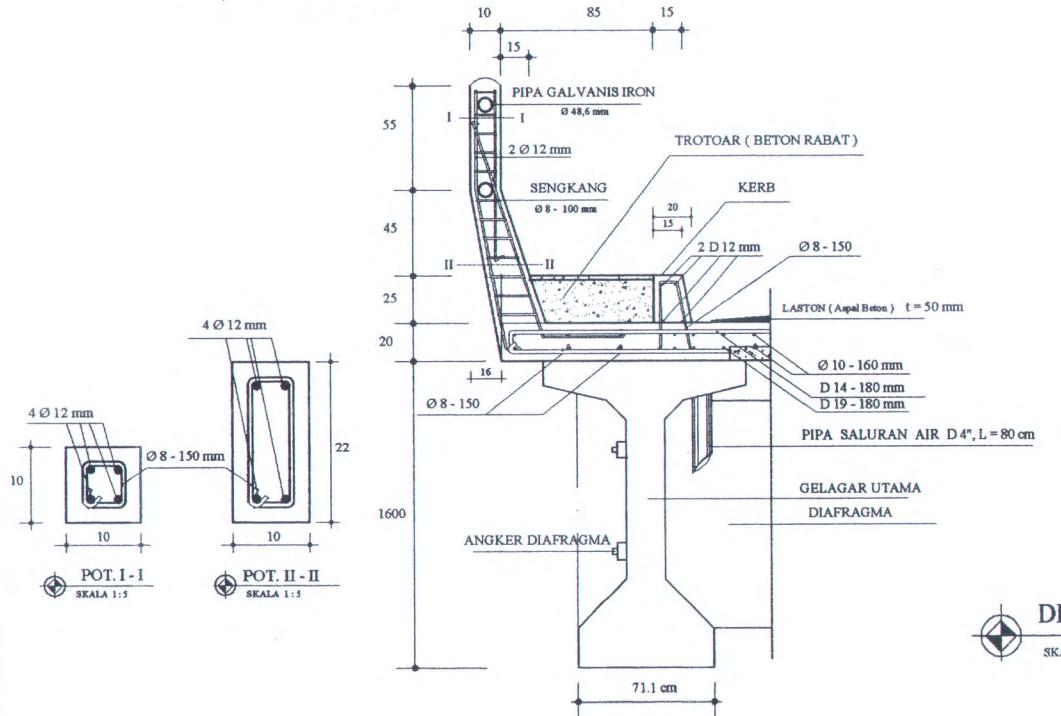


DENAH
SKALA 1 : 500



POTONGAN B - B

SKALA 1 : 200



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 200

DETAIL SANDARAN

SKALA 1 : 20

NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING TANDA TANGAN

Ir. SADJI

JUDUL GAMBAR SKALA

POT A - A	1 : 200
POT B - B	1 : 200
DETALI SANDARAN	1 : 20

NO LEMBAR JUMLAH LEMBAR

02

08



**PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING	TANDA TANGAN
Ir. SADJI	
JUDUL GAMBAR	SKALA
PENULANGAN PLAT LANTAI	1 : 100
POTONGAN B-B	1 : 100
PENULANGAN DIAFRGMA	1 : 50
DETAIL DIAFRGMA	1 : 20
DETAIL SHEAR CONNECTOR	1 : 20
NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
03	08



NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING	TANDA TANGAN
------------------	--------------

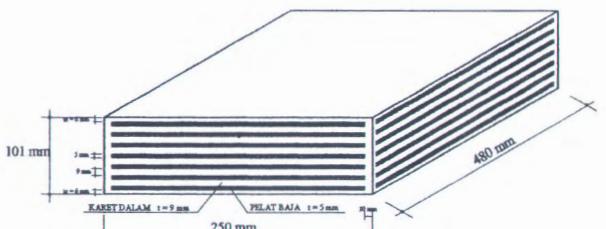
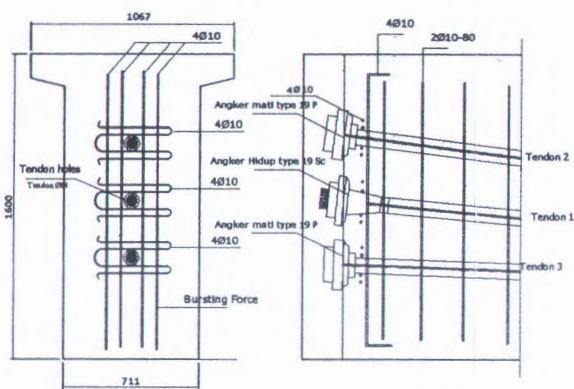
Ir. SADIJI

JUDUL GAMBAR	SKALA
DETAIL B (END BLOCK)	1 : 40
ELASTOMERIC A	1 : 15
ELASTOMERIC B	1 : 15

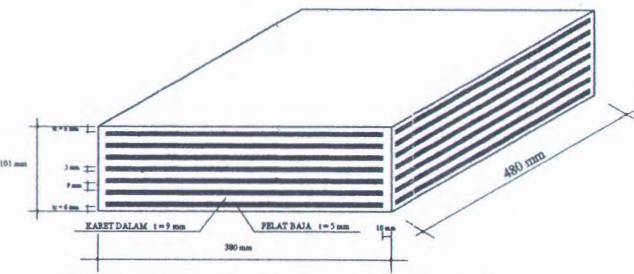
NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
04	08



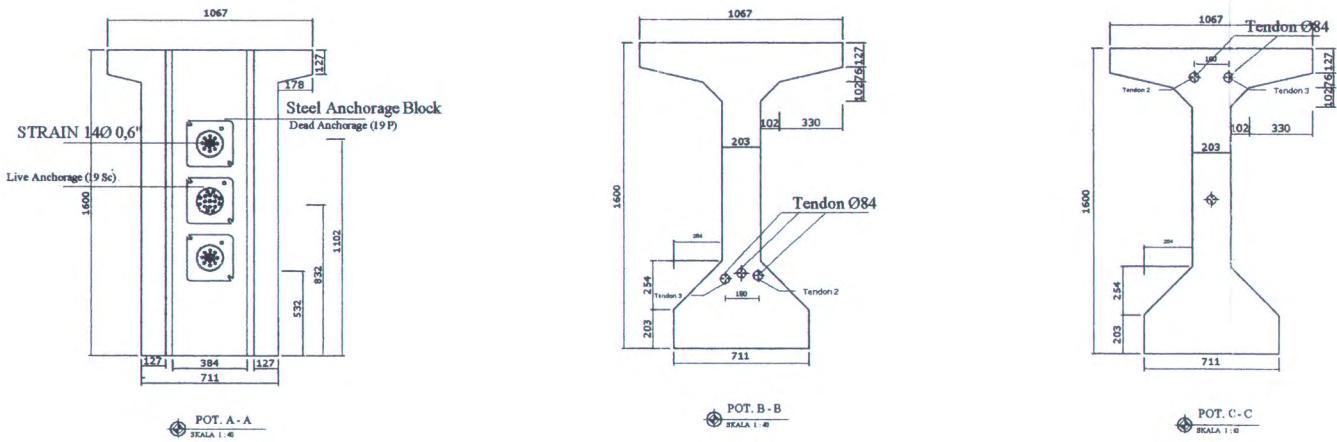
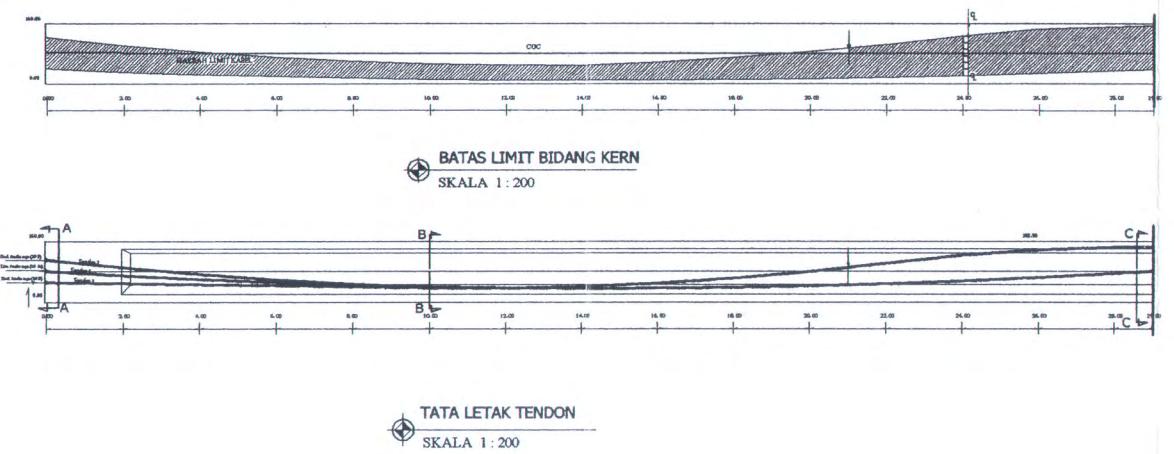
DETAIL B (END BLOK)
SKALA 1 : 40



ELASTOMERIC A (PERLETAKAN DI BUTMEN)
SKALA 1 : 15

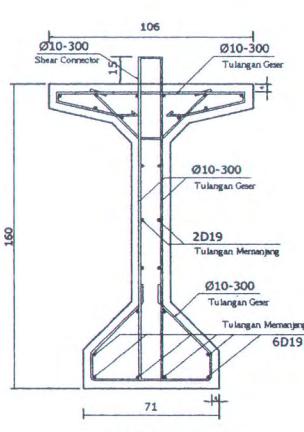
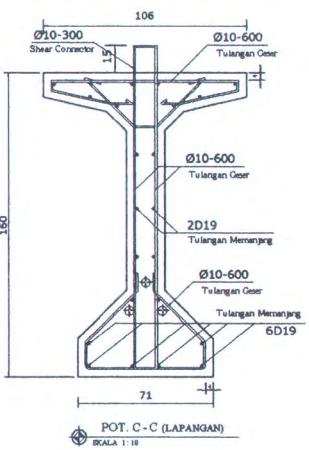
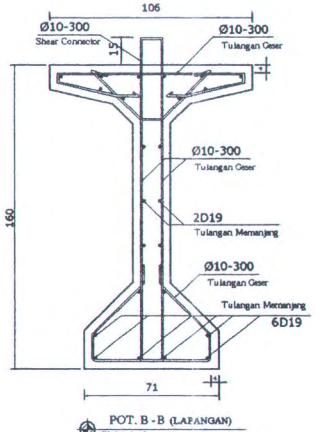
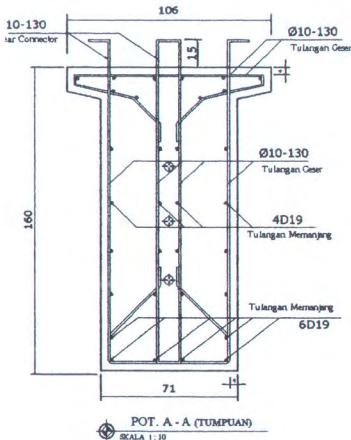
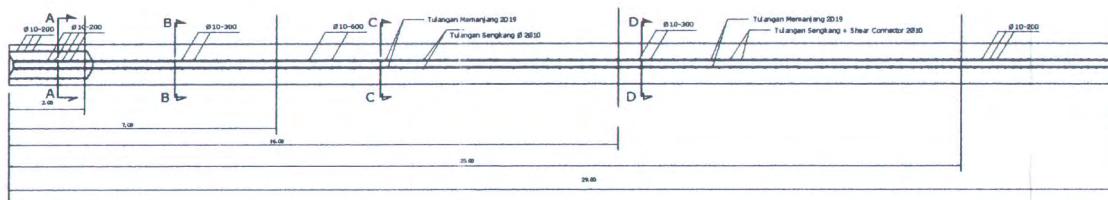
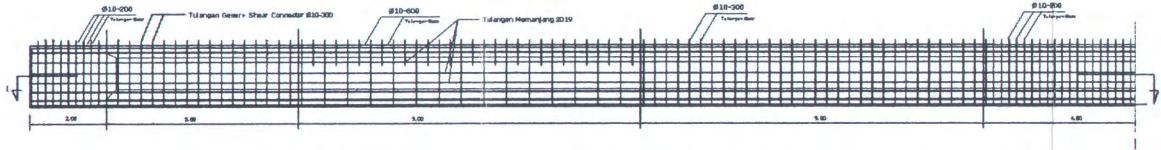


ELASTOMERIC B (PERLETAKAN DI PILAR)
SKALA 1 : 15



TABEL KOORDINAT KABEL

NO. KABEL	JML. KABEL	KOORDINAT	0.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	29.00
TENDON-1	15	Y	812.0	693.3	582.3	508.8	442.8	394.5	363.7	350.5	354.9	376.9	416.5	473.6	548.3	640.6	750.5	812.0
		Z	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00
TENDON-2	15	Y	1112.0	905.0	728.3	582.2	466.7	381.8	355.7	400.1	488.8	621.6	798.7	1020.0	1230.6	1371.0	1441.2	1450.0
		Z	00.00	-28.9	-52.1	-89.4	-81.0	-86.6	-88.8	-81.0	-69.4	-52.1	-28.9	0.00	-44.1	-73.5	-83.2	-90.00
TENDON-3	15	Y	512.0	482.8	453.2	423.8	394.4	385.0	355.7	400.1	488.8	621.6	798.7	1020.0	1230.6	1371.0	1441.2	1450.0
		Z	00.00	28.9	52.1	89.4	81.0	86.8	88.8	81.0	89.4	52.1	28.9	0.00	44.1	73.5	88.2	90.00



DETAIL PENULANGAN GELAGAR
SKALA 1 : 10

NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F

NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING	TANDA TANGAN
-------------------------	---------------------

Ir. SADJI

JUDUL GAMBAR	SKALA
---------------------	--------------

PENULANGAN GELAGAR MEMANJANG 1 : 200

POTONGAN I-I 1 : 200

POTONGAN I-I 1 : 10

NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------------	----------------------

06

08



NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

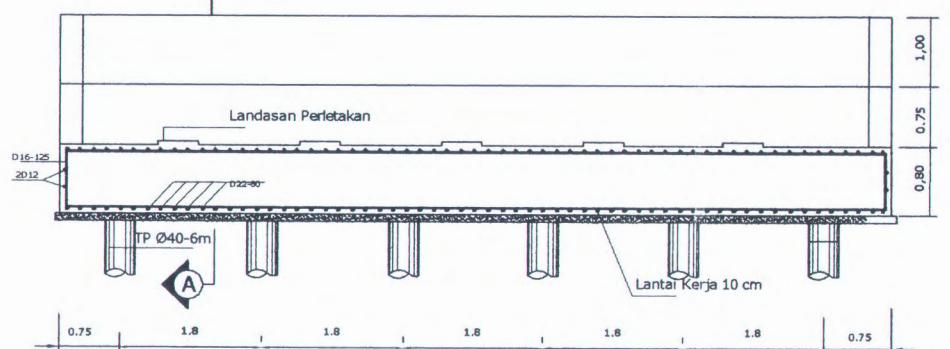
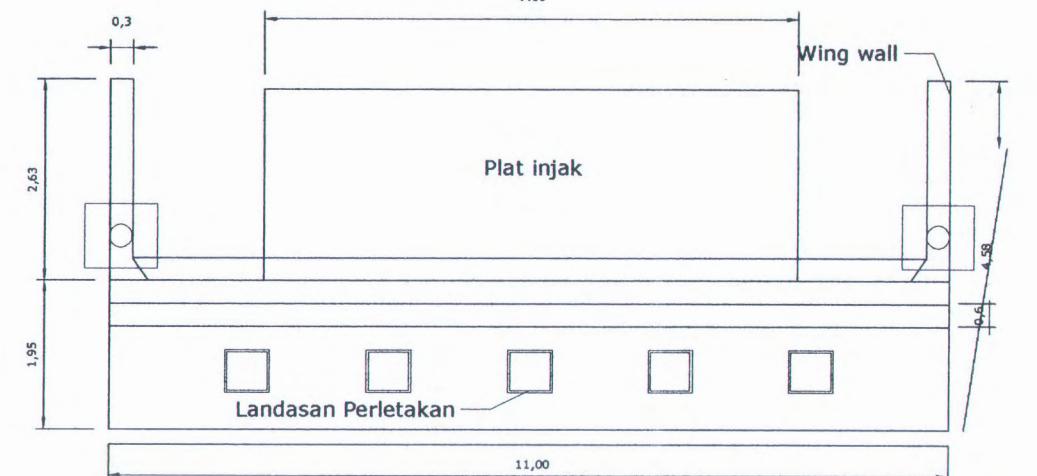
KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

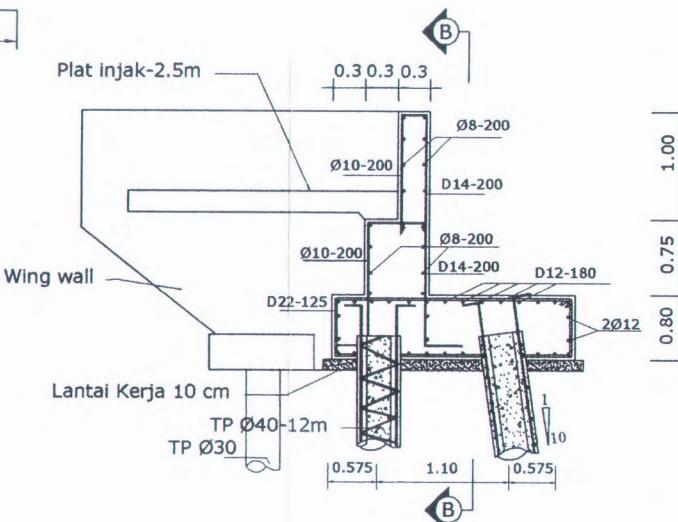
Ir. SADJI

DOSEN PEMBIMBING TANDA TANGAN



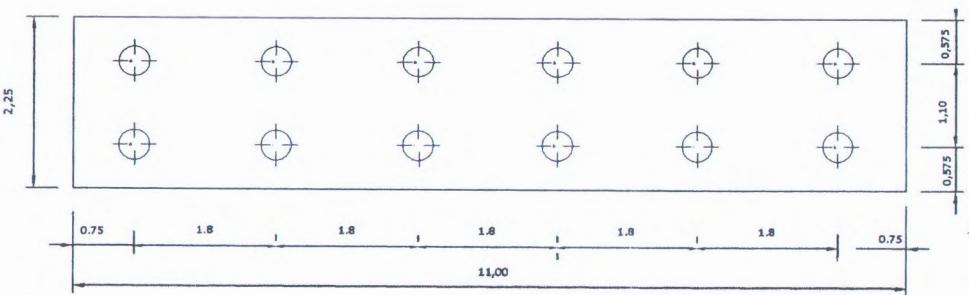
POT. B - B

SKALA 1 : 100



POT. A- A (abutmen)

SKALA 1 : 100

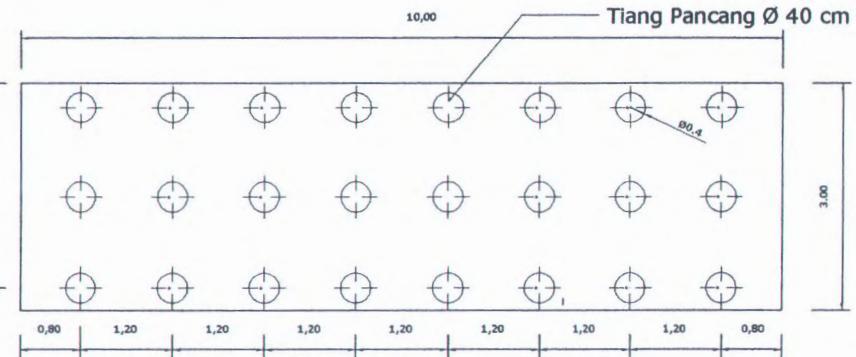


DENAH PONDASI(abutmen)

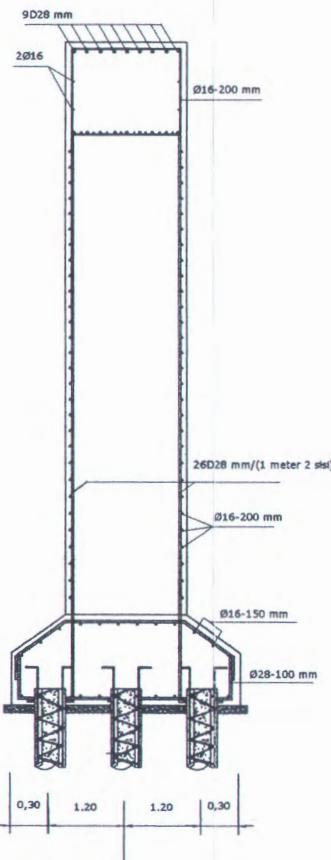
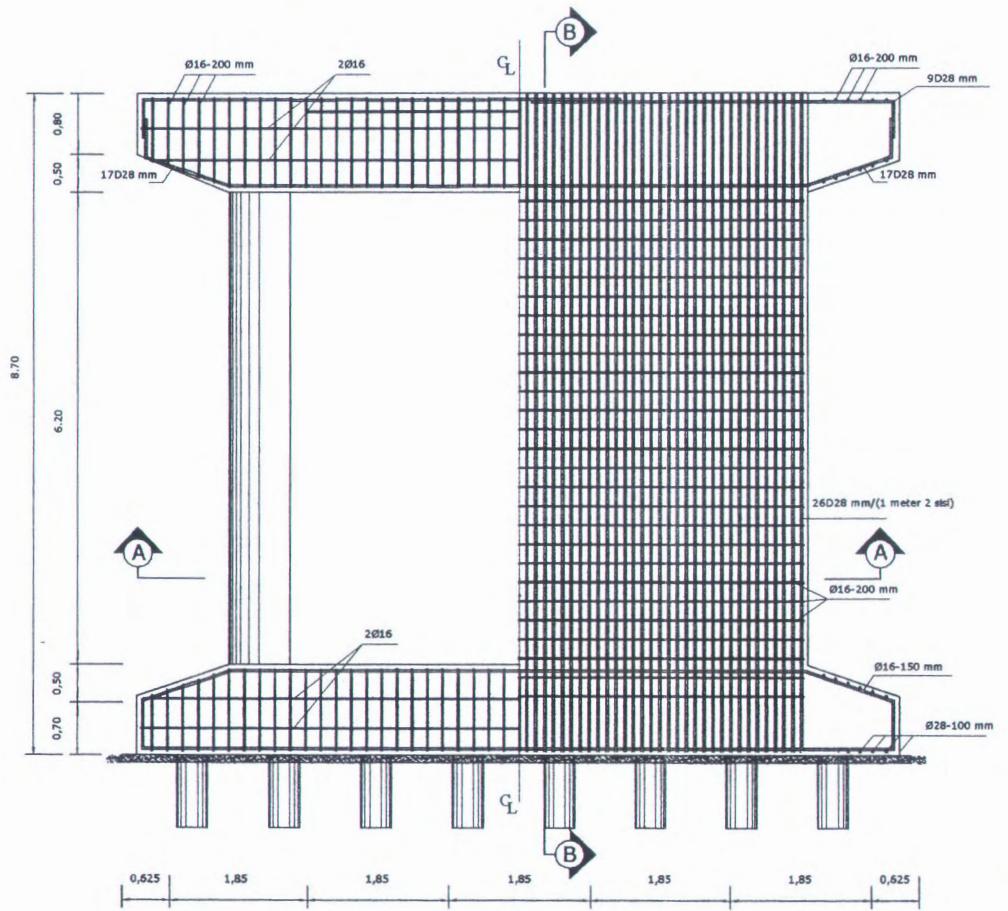
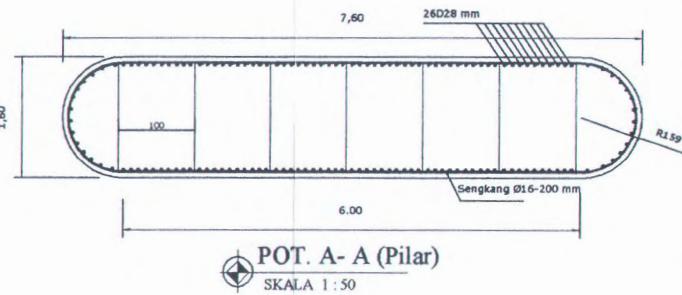
SKALA 1 : 100

JUDUL GAMBAR	SKALA
TAMPAK ATAS ABUTMEN	1 : 100
POTONGAN B - B	1 : 100
POTONGAN A - A	1 : 100
DENAH PONDASI	1 : 100

NO LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
07	08



DENAH PONDASI (pilar)
SKALA 1:100



NAMA PROYEK :
JEMBATAN SUKORAME KABUPATEN
TRENGGALEK

KETERANGAN :

NAMA MAHASISWA : RACHMAT INDRA F
NRP : 3104.109.632

TANDA TANGAN

DOSEN PEMBIMBING	TANDA TANGAN
------------------	--------------

Ir. SADJI

JUDUL GAMBAR SKALA

DENAH PONDASI PILAR	1 : 100
TAMPAK DEPAN PILAR	1 : 100
POTONGAN I-I	1 : 100
POTONGAN II-II	1 : 100

NO LEMBAR JUMLAH LEMBAR

08

08



Penulis lahir di Lumajang 01 Juni 1981. Pada tahun 1994 lulus dari sekolah dasar SDN Ditotrunan 01 Lumajang, lalu melanjutkan ke Sekolah Menengah Pertama pada SMPN 01 Sukodono Lumajang dan lulus pada Tahun 1997 . Penulis

melandjutkan sekolah di SMUN 01 Lumajang dan lulus pada tahun 2000, lalu penulis melanjutkan pendidikan di Politeknik Universitas Brawijaya jurusan teknik sipil dan lulus pada tahun 2004. Tahun 2005 penulis melanjutkan studi pada program sarjana S-1 di ITS-Surabaya jurusan teknik sipil.

Selama kuliah pada program sarjana, penulis tercatat pernah bekerja sebagai Staff Teknik pada PT Indomarco Prismatama sampai Tahun 20006. Lalu melanjutkan sebagai pembantu staf teknik pada CV Waicitrya Kumara selama 6 bulan.