



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

PROYEK AKHIR TERAPAN - VC 181819

# **MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GEDANGAN KABUPATEN TRENGGALEK DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN BENTANG 40 METER DAN VOIDED SLAB BENTANG 14 METER**

Wilda April Liyanto  
NRP.10111815000006

Dosen Pembimbing 1  
R. Buyung Anugraha A. ST, MT.  
NIP. 19740203 200212 1 002

Dosen Pembimbing 2  
Ir. Chomaedhi, CES. Geo  
NIP 19550319 198403 1 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2019**



PROYEK AKHIR TERAPAN - VC 181819

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
GEDANGAN KABUPATEN TRENGGALEK  
DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN  
BENTANG 40 METER DAN VOIDED SLAB  
BENTANG 14 METER**

Wilda April Liyanto  
NRP.10111815000006

Dosen Pembimbing 1  
R. Buyung Anugraha A. ST, MT.  
NIP. 19740203 200212 1 002

Dosen Pembimbing 2  
Ir. Chomaedhi, CES. Geo  
NIP 19550319 198403 1 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2019**



FINAL PROJECT APPLIED - VC 181819

# **DESIGN MODIFICATION OF GEDANGAN BRIDGE STRUCTURE IN TRENGGALEK REGENCY WITH 40 METER PRECAST CONCRETE GIRDER SYSTEM AND 14 METER VOIDED SLAB**

Wilda April Liyanto  
NRP.10111815000006

Supervisor 1  
R. Buyung Anugraha A. ST, MT.  
NIP. 19740203 200212 1 002

Supervisor 2  
Ir. Chomaedhi, CES. Geo  
NIP 19550319 198403 1 001

**DIPLOMA IV STUDY PROGRAM  
DEPARTMENT OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING  
VOCATIONAL FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER ISNTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2019**

**“MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
GEDANGAN KABUPATEN TRENGGALEK  
DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN  
BENTANG 40 METER DAN VOIDED SLAB  
BENTANG 14 METER”**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Terapan  
Pada

Program Studi Diploma IV Teknik Sipil  
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya, 26 Juli 2019

Disusun Oleh :  
MAHASISWA



**WILDA APRIL LIYANTO**  
NRP. 10111815000006

Disetujui Oleh :

0 1 AUG 2019

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II



**Haryung Anugraha A. ST, MT.** DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
NIP. 19740203 200212 1 002

**I. Chomaedhi, CES, GEO.**  
NIP. 19550319 198403 1 001





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

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

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Wilda April Lyanbo 2  
 NRP : 11011815000006 2  
 Judul Tugas Akhir : Modifikasi Perain struktur Jembatan Gedangan Kabupaten  
 Trenggales Dengan Sistem Gelagar Beton Bertulang Bentang 40  
 Meter dan Voided Slab Bertulang 15 meter  
 Dosen Pembimbing : 1. R. Bayung Anugraha Arandhie ST.,MT. 2. Ir. Chamaedhi CES, G

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	28-02-2019	1. Menggambar potongan memanjang jembatan, memastikan bentang bersih, MAB, dan posisi pilar		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
		2. Preliminary design penentuan dimensi dan menyertakan peraturan yang digunakan		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		3. Merencanakan I Girder		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
2	02-03-2019	4. Menggunakan mobile crane		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		1. Mengetahui perencanaan struktur sekunder		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
		2. Menhitung pelat lantai Jembatan halfslab join overtopping		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		1. Coe kembali penulangan halfslab		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
		2. Coe perhitungan Overtopping	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
		3. Coe lendutan saat transfer Voided slab		<input type="checkbox"/> B	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> K
		4. Concrete barrier tanggul minima 010		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal



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

FAKULTAS VOKASI  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
 Telp. 031-5947837 Fax 031-5938025  
<http://www.diplomaspil.its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Wilda April Linganto 2  
 NRP : 1 101181500006 2

Judul Tugas Akhir : Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gedung Fatmahan.  
 Tenggabat dengan Sistem Galagar Beton priletak AUM dan Vadem

Dosen Pembimbing : 1. R. Buyung Anugrah, A ST, MT.  
 2. Ir. Chonandhi CES, GEO

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
3		- Perbaikan/urutan pembebanan menurut dan aplikasi dalam kondisi sama		B	C	K
		- Pemantauan disamping gambar		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Desain produksi dibuat simpel				
		- Buat laporan dan gambar hasil perencanaan		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4		- SF ada gempa boleh dinantikan 1,5 kali		B	C	K
		- Penggambaran		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Cek lagi Efisiensi peker presat akibat beban setelah dibuat jembatan.				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
GEDANGAN KABUPATEN TRENGGALEK  
DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN  
BENTANG 40 METER DAN VOIDED SLAB  
BENTANG 14 METER**

Nama Mahasiswa : Wilda April Liyanto  
NRP : 10111715000026  
Departemen : Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi - ITS  
Dosen Pembimbing : 1. R. Buyung Anugraha A. ST., MT.  
2. Ir. Chomaedhi, CES., GEO.

**ABSTRAK**

Tugas akhir ini berisikan perhitungan dan perencanaan jembatan Gedangan di Trenggalek dengan struktur *precast concrete I girder* panjang 40 meter dan *voided slab* panjang 14 meter. Dasar perencanaan mengacu pada RSNI T-12-2004, SNI 1725-2016, SNI 2833-2016, *PCI Design Handbook 8<sup>th</sup>*, Desain Struktur Beton Prategang karangan T.Y.Lin Ned – H. Burn, Beton Prategang karangan Edward G. Nawy, dan Teknik Pondasi karangan Ir. Suyono, Kazuto Nakazawa dan Bridge Management System (BMS 1992).

*Preliminary design* dilakukan untuk menentukan dimensi gelagar yang ada di pasaran. Analisa pembebanan dilakukan untuk kontrol terhadap tegangan akhir, kontrol geser dan torsi, kontrol retak, kontrol lendutan dan momen batas. Perencanaan struktur menghasilkan dimensi gelagar, *voided slab*, ukuran tendon, jumlah tendon. Kemudian pada tahap akhir perencanaan struktur atas dilakukan perhitungan perletakan. Dan dilanjutkan pada perencanaan bangunan bawah.



Dari hasil analisa diperoleh jumlah tendon I girder sebanyak 21 *strand* pada 3 tendon dan 22 *strand* pada 1 tendon lainnya. Kehilangan prategang total sebesar 22,21% sedangkan lendutan saat layan sebesar 0,75 cm kebawah. Perencanaan kebutuhan *strand voided slab* berdasarkan momen total yang diterima, didapatkan sebanyak 27 *strand* dengan kehilangan prategang total sebesar 16,29% dan lendutan saat layan sebesar 0,62 cm kebawah. Jumlah tiang pancang pada abutment 1 sebanyak 14 buah dan 12 buah untuk abutment 2 dengan diameter masing-masing 60 cm, pilar membutuhkan 27 tiang pancang diameter 70 cm, dan semua tiang pancang memiliki kedalaman 22,5 m. Kebutuhan elastomer I girder berukuran 500 x 300 dengan tebal total 39,6 mm. Sedangkan pada *Voided slab* berukuran 300 x 150 dengan tebal 24,4 mm.

***Kata kunci: Abutment, Elastomer, Jembatan Gedangan, Precast Concrete I Girder, Pilar, Pondasi Tiang Pancang, Voided Slab***

# **DESIGN MODIFICATION OF GEDANGAN BRIDGE STRUCTURE IN TRENGGALEK REGENCY WITH 40 METER PRECAST CONCRETE GIRDER SYSTEM AND 14 METER VOIDED SLAB**

Name of Student : Wilda April Liyanto  
Student Number : 10111715000026  
Department : Department Of Civil Infrastructure  
Engineering  
Vocational Faculty – ITS  
Supervisors : 1. R. Buyung Anugraha A. ST., MT.  
2. Ir. Chomaedhi, CES., GEO.

## **ABSTRACT**

*This final project contains the calculation and design of the Gedangan bridge in Trenggalek with the precast concrete structure of a 40-meter long girder and a 14 meter long voided slab. The basis for design is the T-12-2004 RSNI, SNI 1725-2016, SNI 2833-2016, PCI 8th Handbook Design, Pre-stressed concrete structure design by TYLin Ned-H. Burn's, Pre-stressed Concrete by Edward G. Nawy, and Foundation Technique written by Ir. Suyono, Kazuto Nakazawa, and Bridge Management System (BMS 1992).*

*Preliminary design is done to determine the dimensions of the girder in the market. Load analysis is carried out to control the final stress, sliding control and torque, crack control, deflection control and limit moment. The planning structure produces girder dimensions, voided slabs, tendon size, number of tendons. Then at the final stage of planning, the upper structure is carried out. And continued on the bottom building planning.*

*From the analysis results, there were 21 strand tendons I girder in 3 tendons and 22 strands in 1 other tendon. Total prestressing loss is 22.21%, while deflection at service is 0.75 cm*

*down. Design the need for a voided slab strand based on the total moment received, obtained as many as 27 strands with a total pre-stressed loss of 16.29% and deflection at the service of 0.62 cm down. The number of piles in abutment 1 was 14 pieces and 12 for abutment 2 with a diameter of 60 cm each, pillars needed 27 piles of diameter 70 cm, and all piles had a depth of 22.5 m. The need for 500 x 300 I girder elastomers with a total thickness of 39.6 mm. While the Voided slab is 300 x 150 with a thickness of 24.4 mm.*

***Keyword: Abutments, Elastomer, Gedangan Bridge, Precast Concrete I Girder, Pilar, Pile foundation, Voided Slab***

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis telah menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir Terapan dengan judul **“Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gedangan Kabupaten Trenggalek Dengan Sistem Gelagar Beton Pratekan Bentang 40 Meter Dan Voided Slab Bentang 14 Meter”**

Tersusunnya Tugas Akhir Terapan ini tidak terlepas dari bantuan serta motivasi yang telah diberikan dari berbagai pihak. Untuk itu pada kesempatan ini penulis mengucapkan banyak terimakasih kepada semua pihak yang telah membantu. Ucapan terimakasih penulis sampaikan kepada :

1. Allah SWT yang telah memberi nikmat kekuatan dan kelancaran dalam menyusun Tugas Akhir Terapan ini.
2. Kedua orang tua dan saudara-saudara, yan telah memberi dukungan moral, do'a, maupun materiil.
3. Bapak R. Buyung Anugraha A. ST, MT. dan bapak Ir. Chomaedhi, CES., GEO. Selaku dosen pembimbing yang telah memberi mendidik dan memotivasi.
4. Teman-teman dari D4-Teknik Infrastruktur Sipil ITS atas dukungannya

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan ini masih terdapat banyak kekurangan, untuk itu segala bentuk saran dan kritik yang bersifat membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan Tugas Akhir Terapan ini. Dan harapan kedepan semoga Tugas Akhir Terapan ini memberikan manfaat bagi semua pihak yang membaca

**Penulis**

*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN*

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
ABSTRACT .....	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL .....	xvii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Batas Masalah .....	2
1.4 Tujuan Penulisan.....	3
1.5 Manfaat Penulisan.....	3
1.6 Lokasi Proyek .....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	7
2.1 Pengertian Umum Jembatan .....	7
2.2 Bangunan Atas .....	7
2.2.1 Pelat Lantai Kendaraan .....	7
2.2.2 <i>Voided Slab</i> .....	11
2.2.3 <i>Precast Concrete I Girder</i> .....	12
2.2.4 Diafragma.....	13
2.2.5 Elastomer .....	14
2.2.6 Concrete Barrier .....	17
2.3 Data Bahan.....	18
2.3.1 Beton .....	18
2.3.2 Baja .....	18
2.3.3 Strand Baja.....	19
2.3.4 Grouting .....	20
2.3.5 Struktur Komposit.....	21
2.4 Pembebanan Jembatan .....	21
2.4.1 Beban Mati.....	21

2.4.2	Baban Hidup.....	22
2.4.3	Beban Gempa.....	25
2.4.4	Beban Angin.....	29
2.5	Prinsip Beton Prategang.....	30
2.6	Gaya Prategang.....	30
2.6.1	Perhitungan Beton.....	32
2.7	Kehilangan Gaya Prategang.....	34
2.7.1	Tahap Pertama.....	34
2.7.2	Tahap Kedua.....	36
2.8	Kekuatan Lentur Beton.....	39
2.8.1	Untuk Tendon Dengan Lekatan Penuh ( <i>Bounded</i> ).....	39
2.8.2	Untuk Tendon Tanpa Lekatan.....	40
2.10	Kekuatan Geser.....	42
2.10.1	Puntir Pada Beton Prategang.....	42
2.10.2	Kuat Puntir.....	43
2.11	Bangunan Bawah.....	45
2.11.1	Abutment dan Pilar.....	45
2.11.2	Perhitungan Spring Konstan.....	46
2.11.3	Daya Dukung Pondasi.....	46
BAB III METODOLOGI.....		49
3.1	Metode Desain.....	49
3.2	Uraian Metode.....	49
3.2.1	Studi Literatur.....	49
3.2.2	Pengumpulan Data.....	49
3.2.3	Preliminary Design.....	50
3.2.4	Analisa Pembebanan.....	50
3.2.5	Analisa perhitungan struktur utama jembatan.....	50
3.2.6	Evaluasi Bnaganan Bawah Jembatatan.....	51
3.2.7	Menggambar Desain Jembatan.....	51
BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN SEKUNDER.....		55
4.1	Concrete Barrier.....	55
4.2	Perencanaan Kerb.....	58
4.2.1	Perhitungan Momen.....	58

4.2.2 Perhitungan Penulangan Kerb.....	58
BAB V PERENCANAAN BANGUNAN ATAS .....	61
5.1 Perencanaan Pelat Lantai .....	61
5.1.1 Perencanaan Tebal dan Dimensi Pelat .....	61
5.1.2 Kondisi Pengangkatan.....	62
5.1.3 Kondisi Sebelum Komposit .....	74
5.1.4 Kondisi Sesudah Komposit .....	81
5.2 Data Teknis Perencanaa Jembatan .....	96
5.2.1 Data – Data Jembatan.....	96
5.2.2 Material .....	99
5.2.3 Tegangan Ijin Bahan .....	100
5.3 Analisa Penampang I Girder .....	102
5.3.1 Penampang tengah bentang sebelum komposit.....	102
5.3.2 Penampang tengah bentang setelah komposit.....	104
5.4 Menentukan Gaya Prategang I Girder.....	106
5.4.1 Analisa pembebanan gelagar I girder.....	106
5.5 Perhitungan Prestress I Girder .....	110
5.5.1 Perhitungan Momen Simple Beam I Girder.....	110
5.5.2 Menentukan Tegangan Awal I Girder (Fo).....	113
5.5.3 Menentukan Kabel Strand I Girder .....	113
5.5.4 Menentukan Ordinat c.g.s I Girder.....	116
5.5.5 Menentukan tipe angker yang digunakan.....	120
5.6 Kehilangan prategang I girder.....	121
5.6.1 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat gesekan kabel	122
5.6.2 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat slip angker.....	126
5.6.3 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat perpendekan elastis .....	129
5.6.4 Kehilangan gaya pratekan I girder akibat rangkai beton	133
5.6.5 Kehilangan gaya pratekan I girder akibat susut beton	135



5.7	Kontrol Tegangan I Girder.....	139
5.7.1	Kondisi Sesaat Setelah Transfer.....	139
5.7.2	Kondisi Konstruksi.....	141
5.7.3	Kondisi Layan .....	142
5.8	Kontrol Lendutan I Girder .....	144
5.8.1	Kondisi Sesaat Setelah Transfer.....	144
5.8.2	Kondisi Konstruksi.....	145
5.8.3	Kondisi Layan .....	146
5.9	Perencanaan Diafragma .....	147
5.9.1	Data Perencanaan .....	147
5.9.2	Analisa Struktur Diafragma .....	148
5.9.3	Perhitungan Tulangan Diafragma .....	149
5.10	Analisa Penampang Voided Slab .....	153
5.10.1	Penampang tengah bentang sebelum komposit.....	153
5.11	Menentukan Gaya Prategang Voided Slab .....	154
5.11.1	Analisa Pembebanan Gelagar Voided Slab.....	154
5.12	Perhitungan Prestress Voided Slab .....	156
5.12.1	Perhitungan Momen Simple Beam Voided Slab .....	156
5.12.2	Menentukan Tegangan Awal Voided Slab (Fo).....	158
5.12.3	Menentukan Kabel Strand Voided Slab.....	158
5.13	Kehilangan Prategang Voided Slab .....	160
5.13.1	Kehilangan Gaya Prategang Pada Voided Slab Akibat Perpendekan Elastis .....	160
5.13.2	Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Rangkak Beton.....	161
5.13.3	Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Susut Beton.....	162
5.13.4	Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Relaksasi .....	164
5.14	Kontrol Tegangan <i>Voided Slab</i> .....	165
5.14.1	Kondisi Transfer .....	165
5.14.2	Kondisi Konstruksi .....	166
5.14.3	Kondisi Layan .....	167

5.15 Kontrol Lendutan Voided Slab .....	168
5.15.1 Kondisi Transfer .....	168
5.15.2 Kondisi Konstruksi .....	169
5.15.3 Kondisi Layan.....	169
5.16 Perencanaan Diafragma Voided Slab.....	171
5.16.1 Data Perencanaan.....	171
5.16.2 Analisa Struktur Diafragma .....	171
5.16.3 Pemilihan Tipe Angker yang Digunakan.....	172
5.17 Perencanaan Elastomer .....	173
5.17.1 Elastomer I Girder.....	173
5.17.2 Elastomer Voided Slab .....	175
<b>BAB VI PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH.....</b>	<b>179</b>
6.1 Data Umum Jembatan.....	179
6.2 Perencanaan Abutmen 1.....	179
6.2.1 Analisa Titik Berat Abutmen 1 .....	179
6.2.2 Pembebanan Abutmet 1 .....	180
6.2.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Abutment 1.....	190
6.2.4 Daya Dukung Aksial Pancang Abutment 1.....	192
6.2.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Abutment 1	194
6.2.6 Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang Pancang	
Abutment 1.....	197
6.2.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate	
Abutment 1.....	198
6.2.8 Penulangan Pilecap Abutment 1 .....	202
6.2.9 Penulangan Stopper.....	206
6.3 Perencanaan Abutmen 2.....	208
6.3.1 Analisa Titik Berat Abutmen 2 .....	208
6.3.2 Pembebanan Abutment 2 .....	209
6.3.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Abutment 2.....	219
6.3.4 Daya Dukung Aksial Pancang Abutment 2.....	221
6.3.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Abutment 2	
223	

6.3.6 Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang Pancang Abutment 2.....	225
6.3.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate Abutment 2.....	227
6.3.8 Penulangan Pilecap Abutment 2 .....	231
6.3.9 Penulangan Dinding Abutment 2 .....	235
6.3.10 Penulangan Stopper Abutment 2.....	236
6.4 Perencanaan Pilar.....	239
6.4.1 Analisa Titik Berat Pilar.....	239
6.4.2 Pembebanan Pilar.....	240
6.4.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Pilar .....	248
6.4.4 Daya Dukung Aksial Pancang Pilar .....	250
6.4.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Pilar .....	252
6.4.6 Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang Pancang Pilar 255	
6.4.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate Pilar 257	
6.4.8 Penulangan Pilecap Pilar.....	261
6.4.10 Penulangan Pier Head .....	267
6.5 Perencanaan Wingwall .....	269
6.5.1 Pembebanan Wingwall.....	269
6.5.2 Perencanaan Tulangan Wingwall.....	271
6.6 Pelat Injak .....	274
6.6.1 Pembebanan Pelat Injak .....	274
6.6.2 Perencanaan Tulangan Pelat Injak .....	275
BAB VII PENUTUP .....	279
7.1 Kesimpulan .....	279
DAFTAR PUSTAKA.....	283
LAMPIRAN .....	285
BIODATA PENULIS.....	286

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta lokasi jembatan .....	4
Gambar 1. 2 Situasi rencana jembatan .....	4
Gambar 1. 3 Tampak samping jembatan eksisting.....	5
Gambar 1. 4 Tampak samping jembatan rencana.....	5
Gambar 2. 1 Distribusi geser pons.....	8
Gambar 2. 2 Voided slab .....	12
Gambar 2. 3 Penampang I girder.....	13
Gambar 2. 4 Representasi perletakan bantalan elastomer .....	15
Gambar 2. 5 Ilustrasi concrete barrier .....	18
Gambar 2. 6 Jenis-jenis Tendon Baja yang Digunakan Dalam Beton Prategang.....	19
Gambar 2. 7 Penempatan beban lajur D .....	23
Gambar 2. 8 Pembebanan Truk “T” .....	23
Gambar 2. 9 Faktor Beban Dinamis .....	24
Gambar 2. 10 Grafik Respons Spektrum.....	25
Gambar 2. 11 Prinsip gaya prategang.....	30
Gambar 2. 12 Distribusi tegangan serat beton pada balok persegi dengan tendon lurus.....	31
Gambar 2. 13 Gaya penyeimbang beban.....	32
Gambar 2. 14 Diagram Perhitungan Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah Pondasi Pada Ujung Tiang .....	47
Gambar 3. 1 Diagram alir tugas akhir terapan.....	54
Gambar 5. 1 Detail dimensi concrete barrier.....	55
Gambar 5. 2 Gaya yang bekerja pada concrete barrier.....	56
Gambar 5. 3 Letak penulangan pada concrete barrier .....	57
Gambar 5. 4 Penulangan kerb .....	60
Gambar 5. 5 Letak pelat precast .....	61
Gambar 5. 6 Ukuran pelat precast .....	62
Gambar 5. 7 Sketsa penulangan pelat arah X saat pengangkatan	63
Gambar 5. 8 Diagram tegangan pelat arah X saat pengangkatan	65
Gambar 5. 9 Posisi penumpukan pelat precast .....	68
Gambar 5. 10 Ilustrasi 4 titik pengangkatan pelat .....	70
Gambar 5. 11 Letak titik angkat pelat precast.....	70

Gambar 5. 12 Sketsa penulangan pelat arah X sebelum komposit .....	74
Gambar 5. 13 Diagram tegangan pelat arah X sebelum komposit .....	76
Gambar 5. 14 Sketsa penulangan pelat arah X sesudah komposit .....	85
Gambar 5. 15 Diagram tegangan pelat arah X sesudah komposit .....	87
Gambar 5. 16 Sketsa penulangan pelat arah X sesudah komposit .....	92
Gambar 5. 17 Detail penulangan pelat lantai .....	95
Gambar 5. 18 Dimensi I girder (a) tengah bentang (b) ujung bentang .....	97
Gambar 5. 19 Potongan melintang I girder .....	97
Gambar 5. 20 Dimensi Voided Slab .....	98
Gambar 5. 21 Potongan melintang Voided Slab .....	98
Gambar 5. 22 Analisa I girder tengah sebelum komposit .....	102
Gambar 5. 23 Analisa I girder tengah sebelum komposit .....	104
Gambar 5. 24 Diafragma bagian tepi.....	107
Gambar 5. 25 Diafragma tengah bentang.....	107
Gambar 5. 26 Pembebanan akibat beban sendiri girder .....	110
Gambar 5. 27 Pembebanan akibat precast, topping, aspal .....	110
Gambar 5. 28 Pembebanan akibat beban diafragma .....	111
Gambar 5. 29 Pembebanan akibat beban terbagi rata.....	111
Gambar 5. 30 Rekapitulasi momen pada I girder.....	112
Gambar 5. 31 Grafik letak kabel limit.....	116
Gambar 5. 32 Grafik posisi tendon I girder.....	118
Gambar 5. 33 (a) Posisi tendon ujung bentang, (b) Posisi tendon tengah bentang.....	119
Gambar 5. 34 Detail angker tipe SC 0,5.....	121
Gambar 5. 35 Sudut pusat dari tendon .....	122
Gambar 5. 36 Analisa penampang voided slab .....	153
Gambar 5. 37 Pembebanan akibat beban sendiri voided slab ...	156
Gambar 5. 38 Pembebanan akibat aspal dan pekerja .....	157
Gambar 5. 39 Pembebanan akibat beban truk .....	157

Gambar 5. 40 Posisi strand pada voided slab .....	160
Gambar 5. 41 Detail anker tipe S mono .....	172
Gambar 5. 42 Posisi diafragma voided slab .....	173
Gambar 6.1 Dimensi abutment 1 .....	179
Gambar 6.2 Gaya yang bekerja pada abutment 1 .....	180
Gambar 6.3 Pembebanan akibat tekanan tanah aktif abutment 2 .....	182
Gambar 6.4 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine .....	183
Gambar 6.5 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah .....	184
Gambar 6.6 Bentuk tipikal respons spektra.....	187
Gambar 6.7 Input data respon spektrum pada SAP2000.....	189
Gambar 6.8 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000.	190
Gambar 6.9 Konfigurasi taing pancang abutment 1 .....	195
Gambar 6.10 Permodelan abutment 1 di SAP2000.....	203
Gambar 6.11 Dimensi abutment 2 .....	208
Gambar 6.12 Gaya yang bekerja pada abutment 2 .....	209
Gambar 6.13 Pembebanan akibat tekanan tanah aktif abutment 2 .....	211
Gambar 6.14 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine .....	212
Gambar 6.15 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah ....	212
Gambar 6.16 Bentuk tipikal respons spektra.....	215
Gambar 6.17 Input data respon spektrum pada SAP2000.....	218
Gambar 6.18 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000 .....	218
Gambar 6.19 Konfigurasi taing pancang abutment 2 .....	223
Gambar 6.20 Permodelan abutment 2 di SAP2000.....	232
Gambar 6.21 Dimensi pilar .....	239
Gambar 6.22 Gaya yang bekerja pada pilar .....	240
Gambar 6.23 Bentuk tipikal respons spektra.....	245
Gambar 6.24 Input data respon spektrum pada SAP2000.....	247
Gambar 6.25 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000 .....	248
Gambar 6.26 Konfigurasi taing pancang pilar.....	253
Gambar 6.27 Permodelan pilar di SAP2000 .....	262
Gambar 6.28 Dimensi wingwall.....	269

Gambar 6.29 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine .....	270
Gambar 6.30 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah .....	271
Gambar 6.31 Permodelan wingwall pada SAP2000.....	271
Gambar 6.32 Dimensi pelat injak.....	275

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 kawat-kawat untuk beton prategang (Nawy,2001).....	19
Tabel 2. 2 Strand standar 7 kawat untuk beton prategang.....	20
Tabel 2. 3 Berat Isi untuk Beban Mati.....	21
Tabel 2. 4 Kelas Situs.....	25
Tabel 2. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik .....	26
Tabel 2. 6Nilai Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik.....	27
Tabel 2. 7 Zona Gempa .....	28
Tabel 2. 8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah .....	28
Tabel 2. 9 Faktor modifikasi respons (R) hubungan antar elemen struktur.....	29
Tabel 2. 10 Nilai $V_0$ dan $Z_0$ untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu .....	29
Tabel 2. 11 Tekanan angin dasar .....	29
Tabel 2. 12 Nilai koefisien Kelengkungan .....	35
Tabel 2. 13 Nilai $K_{SH}$ untuk komponen Pasca Tarik.....	37
Tabel 2. 14 Nilai $K_{RE}$ dan $J$ .....	38
Tabel 2. 15 Nilai-nilai $C$ .....	38
Tabel 2. 16 Faktor Keamanan .....	48
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Momen Lapangan Dan Tumpuan Pada Pelat.....	83
Tabel 5. 2 Kombinasi 1 Momen Lapangan Pada Pelat.....	84
Tabel 5. 3 Momen Lapangan Kombinasi 2 Pada Pelat.....	84
Tabel 5. 4 Momen Tumpuan Kombinasi 1 Pada Pelat.....	84
Tabel 5. 5 Momen Tumpuan Kombinasi 2 Pada Pelat.....	85
Tabel 5. 6 Nilai kuat tekan komponen.....	99
Tabel 5. 7 Analis penampang I girder tengah bentang sebelum komposit.....	102
Tabel 5. 8 Analis penampang I girder tengah bentang setelah komposit.....	104
Tabel 5. 9 Faktor Beban dan Berat Jenis Bahan.....	106
Tabel 5. 10 Berat sendiri I girder.....	106



Tabel 5. 11 Berat pelat precast terhadap I girder.....	106
Tabel 5. 12 Berat pelat lantai terhadap I girder .....	106
Tabel 5. 13 Berat aspal terhadap I girder.....	106
Tabel 5. 14 Perhitungan luasan diafragma tengah.....	108
Tabel 5. 15 Perhitungan luasan diafragma tepi .....	108
Tabel 5. 16 Rekapitulasi beban lajur .....	109
Tabel 5. 17 Rekapitulasi momen maksimum pada I girder .....	112
Tabel 5. 18 Rekapitulasi perencanaan tendon .....	114
Tabel 5. 19 Gaya prategang yang diberikan dari dua sisi.....	114
Tabel 5. 20 Rekapitulasi kabel limit.....	114
Tabel 5. 21 Posisi tendon terhadap sisi bawah I girder .....	117
Tabel 5. 22 Eksentrisitas sebelum dan sesudah komposit .....	119
Tabel 5. 23 Dimensi angker tipe SC 0,5.....	121
Tabel 5. 24 Nilai $\alpha$ pada setiap section.....	122
Tabel 5. 25 Kehilangan gaya prategang akibat gesekan penarikan dua sisi.....	124
Tabel 5. 26 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat gaya gesek .....	125
Tabel 5. 27 Prosentase kehilangan akibat slip angker .....	126
Tabel 5. 28 Kehilangan gaya prategang akibat slip angker penarikan dua sisi .....	127
Tabel 5. 29 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat slip angker .....	128
Tabel 5. 30 Nilai $f_{c1r}$ kehilangan prategang akibat perpendekan elastis .....	129
Tabel 5. 31 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat perpendekan elastis .....	131
Tabel 5. 32 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat rangkai beton .....	134
Tabel 5. 33 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat susut beton .....	136
Tabel 5. 34 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat relaksasi baja .....	138
Tabel 5. 35 Kontrol tegangan I girder kondisi sesaat setelah transfer .....	140

Tabel 5. 36 Kontrol tegangan I girder kondisi konstruksi .....	141
Tabel 5. 37 Kontrol tegangan I girder kondisi konstruksi .....	143
Tabel 5. 38 Analisis penampang I girder tengah bentang sebelum komposit .....	153
Tabel 5. 39 Faktor Beban dan Berat Jenis Bahan .....	154
Tabel 5. 40 Berat sendiri voided slab .....	155
Tabel 5. 41 Berat aspal .....	155
Tabel 5. 42 Rekapitulasi beban lajur .....	156
Tabel 5. 43 Rekapitulasi momen maksimum pada I girder .....	158
Tabel 5. 44 Rekapitulasi perencanaan tendon voided slab .....	159
Tabel 5. 45 Kehilangan gaya pratekan penarikan tendon 1 .....	161
Tabel 5. 46 Dimensi angker tipe S mono .....	172
Tabel 6. 1 Perhitungan titik berat abutment 1 .....	180
Tabel 6. 2 Data uji sondir .....	185
Tabel 6. 3 Kelas situs.....	186
Tabel 6. 4 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt .....	186
Tabel 6. 5 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah .....	188
Tabel 6. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur .....	188
Tabel 6. 7 Perhitungan momen dan gaya pada center poer .....	190
Tabel 6. 8 Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 1 .	195
Tabel 6. 9 Panjang penyaluran dan base plate abutment 1 .....	202
Tabel 6. 10 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 1 .....	202
Tabel 6. 11 Resume kebutuhan tulangan abutment 1 .....	208
Tabel 6. 12 Perhitungan titik berat abutment 2 .....	208
Tabel 6. 13 Data uji sondir .....	213
Tabel 6. 14 Kelas situs.....	214
Tabel 6. 15 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt .....	215
Tabel 6. 16 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah .....	216
Tabel 6. 17 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur .....	217
Tabel 6. 18 Perhitungan momen dan gaya pada center poer .....	219

Tabel 6. 19 Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 1	224
Tabel 6. 20 Panjang penyaluran dan base plate abutment 2	230
Tabel 6. 21 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 2	231
Tabel 6. 22 Resume kebutuhan tulangan abutment 2	238
Tabel 6. 23 Perhitungan titik berat pilar	239
Tabel 6. 24 Data uji sondir	243
Tabel 6. 25 Kelas situs	244
Tabel 6. 26 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt	244
Tabel 6. 27 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah	246
Tabel 6. 28 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur	246
Tabel 6. 29 Perhitungan momen dan gaya pada center poer	248
Tabel 6. 30 Perhitungan gaya aksial per tiang pada pilar	253
Tabel 6. 31 Panjang penyaluran dan base plate pilar	261
Tabel 6. 32 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 2	261
Tabel 6. 33 Resume kebutuhan tulangan pilar	268
Tabel 6. 34 Resume penulangan wingwall	274
Tabel 6. 35 Kombinasi pembebanan pelat injak	275

# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar belakang

Kebutuhan sarana dan prasarana di Indonesia setiap tahunnya mengalami peningkatan, hal ini selaras dengan pertumbuhan dan perekonomian daerah yang mengharuskan kemudahan akses dari satu lokasi dengan lokasi lain, serta mempersingkat waktu dalam transportasi serta meningkatkan perekonomian daerah Kabupaten Trenggalek, dilakukan pembangunan jembatan Gedangan di Kecamatan Panggul yang merupakan jalur arteri lintas selatan.

Kondisi eksisting Jembatan Gedangan di bangun melewati sungai Panggul dengan konstruksi rangka baja bentang 40 meter, beton konvensional bentang 14 meter dan lebar masing-masing 7,5 meter terbagi atas satu jalur dua jalur. Terdapat dua abutment menopang di kedua sisi tepi sungai dan pilar untuk menghubungkan kedua jembatan tersebut, dengan kondisi muka air banjir dari data yang diperoleh hanya menyisakan 30 cm dari gelagar bawah jembatan rangka baja yang sewaktu-waktu dapat meluap melebihi muka air banjir sekarang. Terjadinya luapan dalam jangka waktu panjang akan mengakibatkan degradasi pada baja akibat korosi dan menyebabkan durabilitas konstruksi jembatan menurun.

Salah satu yang dapat diterapkan pada jembatan Gedangan agar perawatan lebih minim adalah dengan mengganti sistem rangka baja menjadi beton prategang. Beton memiliki durabilitas lebih baik dibandingkan dengan baja jika sama-sama ditetapkan pada daerah yang berkontak langsung dengan air, penerapan beton ini diberi penekanan melalui proses penegangan (*stressing*) sebelum beton dibebani. Penggunaan profil *I girder* untuk bentang jembatan 40-50 m sering diterapkan karena dianggap efisien dan mudah pelaksanaannya. Alternatif lain yang dapat diterapkan pada bentang 14 meter yang memiliki konstruksi beton konvensional adalah *voided slab* yang memiliki keunggulan dalam kecepatan pengerjaan

Pengerjaan Tugas Akhir Terapan ini dilakukan *redesign* jembatan Gedangan yang semulanya memiliki dua bentang rangka baja 40 meter dan beton konvensional 14 meter di modifikasi menjadi 40 meter struktur *I girder* dan 14 meter *voided slab*. Pada struktur bangunan bawah akan dilakukan evaluasi terhadap perubahan struktur bangunan atas. Perencanaan jembatan berpedoman pada peraturan-peraturan yang berlaku dan berdasarkan data *existing* proyek.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang diatas serta didukung oleh data lapangan yang lengkap, akan mempermudah dalam merencanakan Jembatan Gedangan di Kabupaten Probolinggo pada tugas akhir ini. Adapun rumusan masalah tugas akhir :

1. Bagaimana prosedur desain dan tahapan perhitungan struktur bangunan atas jembatan Gedangan dengan sistem balok *precast concrete I girder* dan *voided slab* ?
2. Bagaimana merencanakan bentuk gelagar dan pempatan tendon yang tepat pada balok *precast concrete I girder* ?
3. Bagaimana merencanakan bentuk dan dimensi yang tepat untuk struktur *voided slab* ?
4. Bagaimana prosedur evaluasi dan tahapan perhitungan struktur bangunan bawah jembatan Gedangan ?

## 1.3 Batas Masalah

Mengingat keterbatasan waktu dalam penyusunan tugas akhir ini, maka batasan masalah dalam penulisan ini antara lain:

1. Perencanaan struktur meliputi struktur bangunan atas jembatan
2. Pada struktur bangunan bawah dilakukan evaluasi dan penyesuaian terhadap perubahan struktur bangunan atas
3. Tidak meninjau sisi arsitektural

#### **1.4 Tujuan Penulisan**

Tujuan penulisan tugas akhir ini secara umum adalah mengetahui lebih jauh aplikasi disiplin ilmu yang sudah didapatkan sebelumnya.

Adapun tujuan penulisan tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Mendapatkan hasil desain dan tahapan perhitungan bangunan atas jembatan Gedangan dengan sistem balok *precast concrete I girder* dan *voided slab*.
2. Menghasilkan bentuk gelagar dan penempatan tendon yang tepat pada balok *precast concrete I girder*
3. Mendapatkan rancangan bentuk dan dimensi yang tepat untuk struktur *voided slab*.
4. Mendapatkan prosedur evaluasi dan tahapan perhitungan struktur bangunan bawah jembatan Gedangan

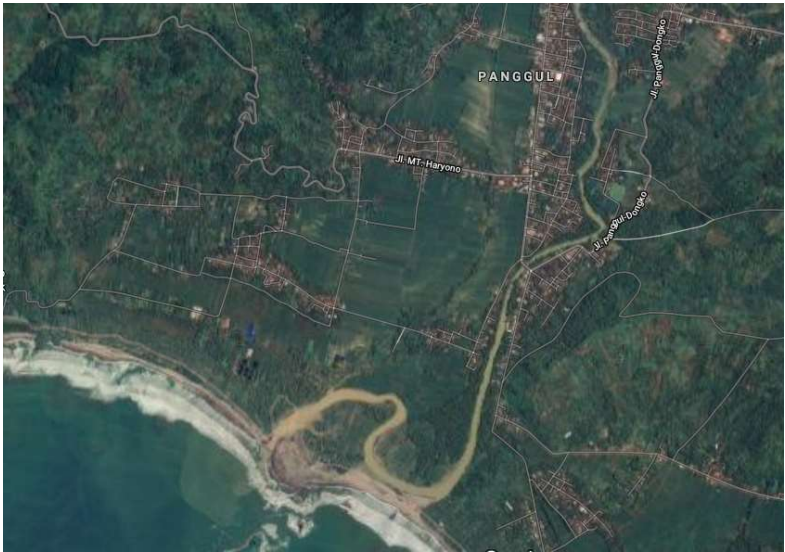
#### **1.5 Manfaat Penulisan**

Penyusunan tugas akhir ini diharapkan memberikan manfaat antara lain :

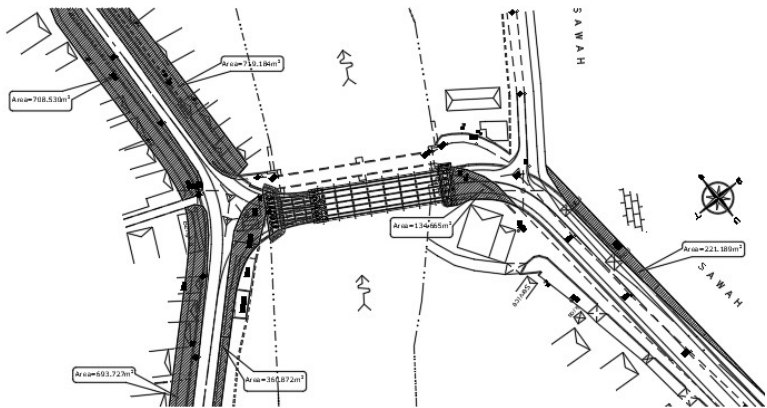
1. Mampu mengaplikasikan keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah.
2. Dapat memahami konsep dan merencanakan desain struktur jembatan dengan sistem *precast concrete I girder* dan *voided slab*

#### **1.6 Lokasi Proyek**

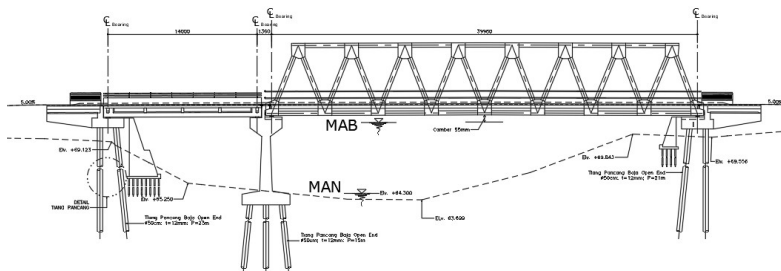
Lokasi Jembatan Gedangan berada di kabupaten Trenggalek melewati sungai panggul, menghubungkan Panggul dan desa Munjungan



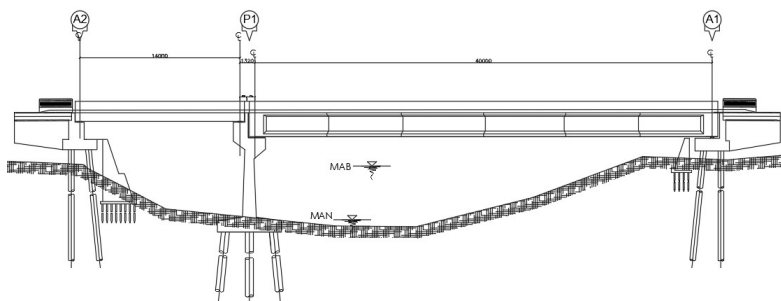
Gambar 1. 1 Peta lokasi jembatan



Gambar 1. 2 Situasi rencana jembatan



Gambar 1. 3 Tampak samping jembatan eksisting



Gambar 1. 4 Tampak samping jembatan rencana



*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pengertian Umum Jembatan**

Berdasarkan keperluan dibangunnya jembatan dibagi menjadi dua yaitu jembatan yang melewati atas sungai disebut *aqueduct* dan yang melewati jalan disebut *viaduct*. Pada dasarnya jembatan dibangun untuk menghubungkan dua tempat yang terpisahkan oleh suatu rintangan seperti jalan, sungai, lembah, laut, dan lainnya.

Terdapat beberapa jenis bahan yang digunakan yang sering dalam jembatan, diantaranya: jembatan kayu (*long bridge*), Jembatan beton (*concrete bridge*), Jembatan baja (*steel bridge*), dan Jembatan komposit (*composite bridge*), dalam perkembangannya jembatan beton telah banyak diterapkan dalam dunia konstruksi, dengan kemajuan teknologi tidak menutup kemungkinan dapat memperoleh bentuk penampang beton yang beragam, jembatan beton bertulang konvensional dikembangkan menjadi beton prategang adalah salah satu bukti perkembangan teknologi dalam dunia konstruksi beton untuk mendapatkan bentang yang panjang dan mempunyai nilai ekonomis yang tinggi.

#### **2.2 Bangunan Atas**

##### **2.2.1 Pelat Lantai Kendaraan**

Pelat lantai kendaraan berfungsi sebagai konstruksi penahan bahan lalu lintas. Konstruksi pelat lantai dicor dan menumpu seluruhnya pelat *precast*. Asumsi pelat lantai bagian tengah adalah tertumpu menerus. Untuk perencanaan pelat *precast* mengacu pada *PCI Handbook 8<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete* dengan tiga pertimbangan, saat pengangkutan, sebelum komposit dan setelah komposit atau beban kerja sepenuhnya. Adapun beban yang bekerja adalah sebagai berikut :

- a. Kondisi Saat Pengangkutan
  - Beban Mati (MS)  
Berat pelat *precast*

Berat kejut (50% dari berat *precast*)

b. Kondisi Sebelum Komposit

- Beban mati (DL)
  - Berat pelat *precast*
  - Berat *topping*
- Beban hidup (LL)

c. Kondisi Setelah Komposit

- Beban mati (DL)
  - Berat pelat *precast*
  - Berat *topping*
- Beban Mati Tambahan (MA)
  - Berat aspal
  - Berat air hujan
- Beban Hidup (LL)
  - Beban truk
  - Beban angin

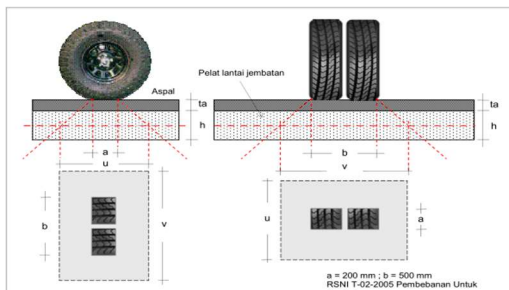
Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 5.5.2 pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum ( $t_s$ ) yang memenuhi kedua ketentuan sebagai berikut :

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$t_s \geq (100 + 40L) \text{ mm} \dots\dots\dots (2.2)$$

Dimana :

$L$  = bentang pelat diukur dari pusat tumpuan (dalam meter)



Gambar 2. 1 Distribusi geser pons

## 1. Distribusi Geser Pons

Geser Pons umpuan (gaya geser yang terjadi diatas girder)

$$P_{\max} = KuTT \times (P \text{ roda} + (1 + DLA) \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana :  $KuTT = 2$

$$P \text{ roda} = 12,25 \text{ T}$$

$$DLA = 0,3$$

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

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

$$K^{RC} = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

$$V_{uc} = K^{RC} \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left( \frac{A_{st} \times f_c}{b \times d} \right)^{0.5} \dots (2.4)$$

$$\text{Dimana : } d = b - d - \theta_{\text{tul.geser}} - \frac{1}{2} \theta_{\text{tul.geser}}$$

$$KRC = 0,75$$

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

Keterangan :

$A_{st}$  = luas potongan melintang dari tulangan memanjang

$f_c'$  = kuat tekan beton

$$V_{uc} = 0,6 \times 1/6 \times f_c'^{1/2} \times b \times d \text{ (SNI)} \dots \dots \dots (2.5)$$

Kontrol geser yang terjadi ,  $V_{uc} \text{ (SNI)} > V_{uc} \text{ (BMS)}$

## 2. Perencanaan tulangan pelat lantai

Beban yang terjadi pada pelat dalam adalah sebagai berikut

### a. Beban Mati Merata

$$\text{Berat sendiri pelat (qDL}_1) = ts \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times l$$

$$\text{Berat aspal + overlay (qDL}_2) = ta \times 2,2 \text{ t/m}^3 \times l$$

$$\text{Berat air hujan (qDL}_3) = t_{\text{air hujan}} \times 1 \text{ t/m}^3 \times l$$

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

$$M_{\max} = 1/24 \text{ q D } l^2 \dots \dots \dots (2.6)$$

Dimana :

qD = total seluruh beban

$l$  = jarak antar girder dari as ke as

b. Beban Hidup Merata

Beban roda truk “T” = 112,5 kN

Beban factor kejut (DLA = 0,3)

$K_{TT}^u = 2$  (factor untuk beban truk)

Total muatan :

$$P \text{ truk} = (1 + DLA) \times T \times K_{TT}^u \dots\dots\dots (2.7)$$

Dari hasil P diatas diasumsikan perletakan roda pada pelat dan kemudian diambil hasil momen terbesar. Dapat diasumsikan perletakan strukturnya jepit-jepit. Adapun lebar pelat yang di pengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda. Dengan demikian plat diasumsikan sebagai balok dengan panjang =  $l$ , dan lebar =  $t_a + \frac{1}{2} t_s + 200$  mm dan tinggi =  $t_s$ . Kemudia dihitung beban  $q_L$ , menggunakan persamaan, seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$A = (2t_a + t_s + 500\text{mm}) \dots\dots\dots (2.8)$$

Dimana :

$P_{\text{roda}}$  = total muatan

$A$  = luas penampang yang terbebani

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

$$M_{\text{maks}} = 1/24 q_L l^2 \dots\dots\dots (2.10)$$

Dengan demikian, kombinasi momen :

$$M = (M \text{ mati} \times K_{uMS}) + (M \text{ hidup(maks)} \times K_{uTP})$$

Penulangan Lentur pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah) :

$M_u$  = dari hasil M kombinasi

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 f_c}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.13)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots(2.15)$$

Kontrol,  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$  Jika  $\rho$  berada diantara  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$ , maka yang digunakan adalah  $\rho$ . Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{st}$ ) :

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \dots\dots\dots(2.16)$$

$$n_t = \left( \frac{A_{st\text{perlu}}}{A_{st\text{tul.lentur}}} \right) \dots\dots\dots(2.17)$$

Kontrol,  $M_n > M_{n\text{perlu}}$

$$n_t = \left( \frac{A_{st\text{perlu}}}{A_{st\text{tul.lentur}}} \right) \dots\dots\dots(2.18)$$

$$a = \left( \frac{A_{st\text{fy}}}{0,85 f_c b} \right) \dots\dots\dots(2.19)$$

$$M_n = A_{st\text{fy}} \left( d - \frac{a}{b} \right) \dots\dots\dots(2.20)$$

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\emptyset n_t) - (2 \times \text{decking})}{5} \dots\dots\dots(2.21)$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai dengan yang telah dihitung. Tulangan Pembagi pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah) : Tulangan Pembagi = 20% x  $A_{st}$  pasang

### 2.2.2 *Voided Slab*

*Voided Slab* merupakan jembatan yang menggabungkan dua fungsi *girder* sekaligus *slab*, rata-rata jembatan ini digunakan pada bentang 5m – 16m. Secara umum di pasaran beton ini berupa lempengan pracetak dan dapat diaplikasikan dibeberapa bangunan sipil seperti halnya jembatan, bangunan gedung, dermaga, bahkan gorong-gorong. Penggunaan *voided slab* sering menjadi rujukan karena kemudahan dan kecepatan dalam konstruksi unggul dibandingkan beton konvensional.

Merupakan struktur beton dengan metode pretension, dimana kabel (*strand*) terlebih dahulu kemudian dilakukan

penuangan beton pada bekisting yang sudah disiapkan. Ketentuan dalam mendesain *voided slab* selain ukuran tinggi dan lebar perlu diperhatikan luasan total, dimana luasan tidak kurang dari 85% luasan total Penampang (*PCI Design Handbook 8th Edition Chapter 13.2.2*). Ketentuan ini membatasi luasan lubang (*void*) yang diijinkan tidak lebih dari 15% luasan total dari desain *voided slab*.



Gambar 2. 2 Voided slab

Berikut adalah perencanaan balok dimensi utama menggunakan rumus pendekatan awal untuk menentukan tinggi ( $h$ ) :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{L}{20} - 0,5 \dots\dots\dots (2.22)$$

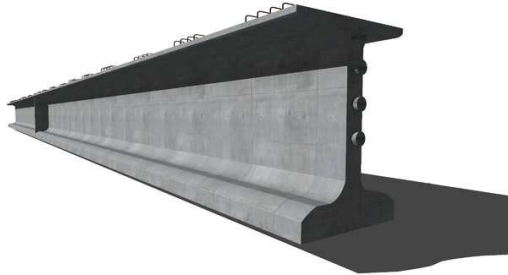
Dimana :

L = Panjang bentang jembatan (m)

H = Tinggi slab rencana jembatan (m)

### 2.2.3 *Precast Concrete I Girder*

*Precast Concrete I Girder* merupakan profil yang mempunyai bentuk penampang I dengan bagian tengah lebih langsing dari bagian tepi, dan paling serig diterapkan untuk jembatan dengan bentang 40m – 50m. Dengan menggunakan profil ini pada bentang panjang dan penerapan sistem prategang, akan menghasilkan penampang yang ekonomis. Selain itu pengerjakan menjadi lebih cepat dan efisien dengan didukung metode kerja khusus.



Gambar 2. 3 Penampang I girder

Perencanaan dimensi balok girder direncanakan sesuai SNI T-12-2004 pasal 9.2.1 sebagai berikut

$$H \geq L/20 - L/28 \dots\dots\dots(2.23)$$

$$B \geq H / 3 \dots\dots\dots(2.24)$$

Dimana :

H = Tinggi girder (m)

B = Lebar girder (m)

L = Bentang jembatan (m)

Balok I girder berfungsi sebagai penerima beban dari pelat lantai kendaraan dan meneruskan ke abutment atau pilar. Dimensi balok I Girder bervariasi bergantung pada bentang dan jarak antar balok yang direncanakan. Untuk dimensi balok I-Girder yang digunakan mengacu pada produksi dari wika Beton, dengan Brosur terlampir.

#### 2.2.4 Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi sebagai pengaku balok girder, sehingga tidak terjadi perbedaan lendutan ekstrim pada salah satu balok. Tidak ada pedoman yang pasti dalam merencanakan dimensi diafragma jembatan, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

$$\text{Tinggi diafragma} = 0,6s/d0,9h \dots\dots\dots(2.25)$$



Tebal diafragma =  $0,3 h$ ..... (2.26)

Dimana  $h$  adalah tinggi balok girder

Pada *voided slab* diafragma terbuat dari *strand* dimana fungsinya sama dengan diafragma pada umumnya hanya saja sistemnya menggunakan *post tension* untuk menegangkan.

### 2.2.5 Elastomer

Perencanaan bantalan elastomer berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekakuan pelat baja untuk menopang beban tekan yang besar dan untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan bergantung pada besarnya pergerakan yang diisyaratkan. Regangan geser akibat  $V$  translasi harus dibatasi kurang dari  $0,5$  mm untuk mencegah guling dan kelelahan yang berlebihan. Ketebalan total banatalan karet tidak boleh melebihi  $L/3$  dan atau  $W/3$ . Semua lapisan internal di dalam bantalan karet harus memiliki ketebalan yang sama, dan lapisan karet penutup tidak boleh lebih dari keetbalan lapisan internal layer.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah baban hidup ditambah dengan beban mati rencana dalam perhitungan beban – beban ini harus dikonversikan menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini :

$$\sigma_5 = \frac{P}{A} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana :

$\sigma_5$  = Tegangan rata-rata akibat eban total (Mpa)

$\sigma_L$  = Tegangan rata-rata akibat beban hidup (Mpa)

$P_{DL}$  = Baban mati rencana (N)

$P_{LL}$  = Luas keseluruhan (*bonded surface area*) ( $\text{mm}^2$ )

Kekakuan dari bentalan karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukannya terkekang terhadap gelincir yang bergantung faktor bentuk ( $S$ ) yang merupakan rasio dari daerah yang tertakan

(*under compression area*) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

$$S = \frac{A}{i_p \cdot h_{ri}} \dots\dots\dots(2.29)$$

$$I_p = 2 (L + W) \dots\dots\dots(2.30)$$

$$A = L \cdot W \dots\dots\dots(2.31)$$

Dimana :

S = Faktor bentuk

A = Luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm<sup>2</sup>)

i<sub>p</sub> = Keliling elastomer, termasuk lubang (mm)

h<sub>ri</sub> = Ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*)

L = Panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)

W = Lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2. 4 Representasi perletakan bantalan elastomer

Faktor bentuk (S) harus berada dalam batas berikut ini :

Untuk bantalan tipe berlapis  $4 < s < 12$

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya juga menjadi hal yang penting untuk dipertimbangkan. Hal ini dapat dikendalikan dengan membatasi tegangan tekan maksimum akibat kombinasi beban pada elastomer sebesar 7,0 MPa untuk bantalan yang mengalami deformasi geser. Terlepasnya elastomer dari pelat penguatan dicegah dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan berikut :

$$\sigma_s \leq 7,0 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(2.32)$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS} \dots\dots\dots(2.33)$$

Dimana :

G = Modulus geser elastomer (MPa)

S = Faktor bentuk

$\sigma_5$  = Tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

Pengecekan deformasi geser

$h_{rt}$  = jumlah tebal lapisan internal + jumlah tebal cover

$$h_{rt} = A\Delta \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

$h_{rt}$  = ketebalan total elastomer

$\Delta s$  = deformasi geser rencana

Untuk bantalan karet tipe berlapis yang disatukan terhadap deformasi geser, besarnya tegangan di naikkan sebesar 10%. Pemisahan (*spARATION*) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah terjadinya rotasi, karena pemisahan dapat menyebabkan tegangan tarik pada elastomer menyebabkan sobek (delaminasi). Pemisahan dicapai dengan menghubungkan batasan tekan dan rotasi. Toleransi rotasi untuk pelaksanaan yang diizinkan menurut ASSHTO LFRD 4<sup>th</sup> Edition tahun 2007 sebesar :

$$\sigma_5 \leq 0,65 GS \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{sx}}{n} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\sigma_5 \leq 0,65 GS \left( \frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{sx}}{n} \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana :

S = Faktor bentuk

G = Modulus geser elastomer (Mpa)

$\theta_{sx}$  = Maksimum perputaran pada satu sumbu (rad)

n = Jumlah lapisan internal karet

$h_{ri}$  = Ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*)

L = Panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)

W = Lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)

Pengecekan stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3} \dots\dots\dots(2.34)$$

$$H \leq \frac{W}{3} \dots\dots\dots(2.35)$$

Tegangan tarik akan terjadi pada pelat baja karena menahan pergerakan karet. Tegangan tarik ini menentukan tebal pelat yang dibutuhkan, sehingga tebal pelat harus ditentukan berdasarkan :

$$H \leq \frac{3 \text{ hrmax } \sigma_s}{f_y} \dots\dots\dots(2.36)$$

Untuk perhitungan ketahanan terhadap fatik berdasarkan AASTHO LRFD 4<sup>th</sup> pasal 6.6.1.2.5, kebutuhan pelat ditentukan berdasarkan :

$$H \leq \frac{2 \text{ hrmax } \sigma L}{\Delta f_{TH}} \dots\dots\dots(2.37)$$

Dimana :

hrmax= ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

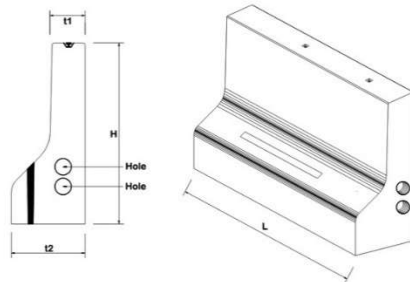
hs = ketebalan lapisan pelat pada elastomer berlapis pelat (mm)

fy = Batas ulur pelat baja yang digunakan (Mpa)

ΔF<sub>TH</sub> = Batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) (Mpa)

**2.2.6 Concrete Barrier**

*Concrete barrier* adalah bangunan pembatas pada sisi kanan dan kiri jembatan yang terbuat dari beton *precast* digunakan untuk keamanan jembatan.



Gambar 2. 5 Ilustrasi concrete barrier

## 2.3 Data Bahan

### 2.3.1 Beton

Daya tahan dan kekuatan adalah kualitas utama yang harus dimiliki oleh struktur beton prategang. Kontrol terhadap kualitas beton menjadi pertimbangan yang penting dalam meminimalisir kegagalan akibat efek jangka panjang. Secara umum Beton memiliki nilai-nilai seperti :

- Modulus elastisitas ( $E$ ) = 200.000 MPa
- Modulus geser ( $G$ ) = 80.000 Mpa
- Angka poisson ( $\mu$ ) = 0,2
- Koefisien pemuaian ( $\alpha$ ) =  $12 \times 10^6$  per °C

#### 1. Kuat tekan

Kuat tekan beton pada produksi agregat biasa biasanya 25 MPa sampai 84 Mpa dengan kuat beton paling umum 40 Mpa. Dalam SNI T-12-2004 diisyaratkan kuat tekan beton tidak lebih rendah dari 30 MPa, mengingat pengaruh gaya prategang dan regangan beton dalam jangka pendek maupun jangka panjang.

#### 2. Kuat Tarik

Menentukan kuat tarik pada beton menggunakan pendekatan, karena kuat tarik beton relatif kecil, nilai  $F_{ct}$  adalah  $0,10f_c' < f_{ct} < 0,20f_c'$  pada umur 28 hari dan perawatan standar.

#### 3. Modulus Elastisitas

Massa jenis beton normal  $2400 \text{ kg/m}^3$  , maka ditentukan dengan hasil pengujian.

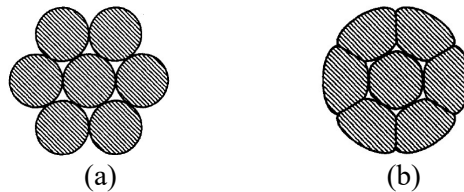
### 2.3.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan untuk  $D < 12 \text{ mm}$ , maka  $f_y = 240 \text{ MPa}$  (U-24). Untuk tulangan  $D > 12 \text{ mm}$ , maka  $f_y = 400 \text{ MPa}$  (U-39). Berdasarkan RSNI T-12-2004 didapatkan nilai modulus elastisitas baja ( $E_s$ ) sebesar 200.000 MPa

### 2.3.3 Strand Baja

Tingginya kehilangan yang diakibatkan rangkak dan susut, maka prategang dapat tercapai dengan mutu yang sangat tinggi menurut ASTM A-416 spesifikasi strand sekitar 1860 Mpa atau dapat lenih tinggi lagi. Terdapat tiga maca tendon baja yang sering digunakan di lapangan diantaranya :

1. Kawat tunggal (*wires*), digunakan pada beton pra-tegang dengan sistem pra-tarik (*pra-tension*)
2. Penampang kawat untaian standar (*strand*), digunakan pada beton pra-tegang dengan sistem pasca-tarik (*Post-tension*)
3. Penampang *strand* yang dipadatkan (*bar*), digunakan untuk beton pra-tegang dengan sistem pra-tarik (*pra tension*)



Gambar 2. 6 Jenis-jenis Tendon Baja yang Digunakan Dalam Beton Prategang

- (a) Penampang strand standar. (b) Penampang strand yang dipadatkan

Sumber : (Edward G. Nawy, 2001)

Tabel 2. 1 kawat-kawat untuk beton prategang (Nawy,2001)

Diameter Nominal (in.)	Kuat tarik minimum (Psi)		Tegangan minimum pada ekstensi 1% (Psi)	
	Tipe BA	Tipe WA	Tipe BA	Tipe WA
0,192		250000		2125000

0,196	240000	250000	204000	212500
0,250	240000	240000	204000	204000
0,276	235000	235000		199750

Sumber : (Post-Tensioning Institute)

Tabel 2. 2 Strand standar 7 kawat untuk beton prategang

<b>Diameter Nominal strand</b>	<b>Kuat putus strand</b>	<b>Luas baja nominal</b>	<b>Beban minimum pada ekstensi 1 %</b>
<b>(mm)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>% (Ib)</b>
Mutu 1720 Mpa			
6,35	40,0	23,22	34,0
7,94	64,5	37,42	54,7
9,35	89,0	51,61	75,6
11,11	120,1	69,68	102,3
12,70	160,1	92,90	136,2
15,24	240,2	139,35	204,2
Mutu 1860 MPa			
9,53	102,3	54,84	87,0
11,11	137,9	74,19	117,2
12,70	183,7	98,71	156,1
15,24	260,7	140,00	221,5

Sumber : (ASTM A-416)

Kawat utaian banyak diterapkan terutama utaian tujuh kawat pada beton prategang dengan sistem pasca tarik. Penggunaan kawat utaian harus memnuhi syarat pada peraturan ASTM A 416.

### 2.3.4 Grouting

*Grouting* dibutuhkan sebagai bahan pengisi selubung baja prategang (tendon) untuk metode pasca tarik. Untuk metode pratarik tidak dibutuhkan selubung sehingga tidak dibutuhkan grouting. Selubung terbuat dari logam yang di galvanisir. Bahan *grouting* berupa pasta semen.

### 2.3.5 Struktur Komposit

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Perencanaan komposit mengasumsi bahwa baja dan beton bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis. Disamping itu struktur komposit juga mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya adalah lebih kuat (*stronger*) dan lebih kaku (*stiffer*) dari pada struktur non-komposit.

### 2.4 Pembebanan Jembatan

Dalam merencanakan struktur jembatan harus memperhatikan beban apa saja yang bekerja pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi dimensi dan banyaknya tulangan yang dibutuhkan. Pada peraturan teknik jembatan, beban digolongkan menjadi :

#### 2.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat sendiri dari jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur dianggap satu kesatuan yang terikat dengannya, seperti beban mati tambahan yang berupa perkerasan.

Tabel 2. 3 Berat Isi untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Masa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Campuran alumunium	26,7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22	2240
3	Besi tuang	71	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18,8-22,7	1920-2320
6	Aspal beton	22	2240
7	Beton ringan	12,25-19,6	1250-2000
8	Beton	22,0-25,0	2240-2560
9	Beton prategang	25,0	2560-2640
10	Beton bertulang	23,5-25,5	2400=2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12,5	1280
13	Batu pesangan	23,5	2400



14	Neoprin	11,3	1150
15	Pasir kering	15,7-17,2	1600-1760
16	Pasar basah	18,00-18,8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17,2	1760
18	Baja	77	7850
19	Kayu (ringan)	7,8	800
20	Kayu (keras)	11	1120
21	Air murni	9,8	1000
22	Air garam	10	1025
23	Besi tempa	75,5	7680

## 2.4.2 Baban Hidup

Beban hidup dalam hal ini adalah beban yang dianggap bekerja pada jembatan, berasal dari kendaraan yang melintas atau pejalan kaki. Beban hidup jembatan meliputi :

### 1. Beban Lalu-Lintas

#### a. Beban Lajur “D”

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur ‘D’ yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Intensitas beban D terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada gambar 2.11. Beban terbagi rata (BTR – q). Besarnya beban tersebar merata q menurut SNI-1725-2016 pasal 8.3.1 rumus 27 dan 28 adalah :

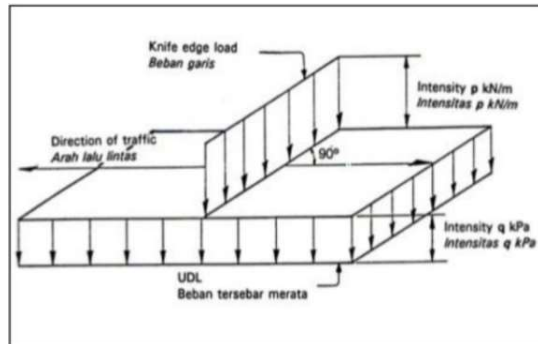
$$q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{untuk } L \leq 30 \text{ m})$$

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

$$q = \text{Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kN/m)}$$

$$L = \text{Panjang total jembatan yang terbebani (m)}$$

Beban garis (BGT) dalam peraturan ditetapkan sebesar “P” 49 kN/m

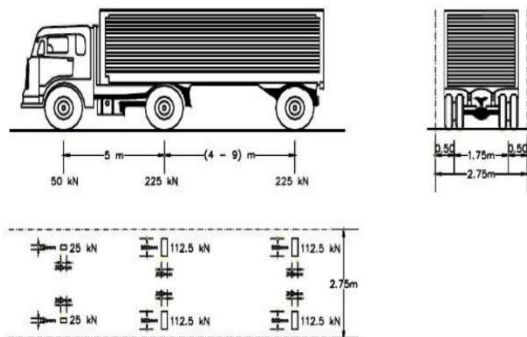


Sumber : (SNI 1725:2016)

Gambar 2. 7 Penempatan beban lajur D

### b. Beban Truk “T”

Beban truk “T” adalah berat dengan 3 as yang ditetapkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisa pelat jalur lalu lintas seperti yang di tunjukkan pada gambar 2.8 :



Sumber : (SNI 1725:2016)

Gambar 2. 8 Pembebanan Truk “T”

### c. Faktor Pembesaran Dinamis

Faktor pembesaran dinamis (9DLA) berlaku pada “BGT” Isjur “D” dan truk “T” sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Untuk

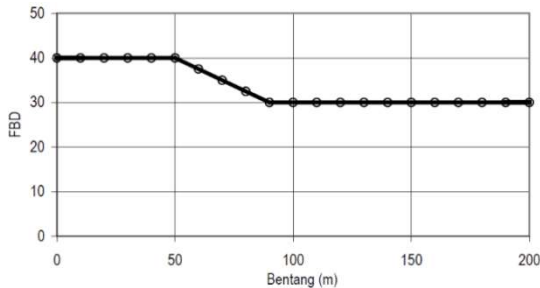
Truk “T” nilai DLA adalah 0,3 sedangkan untuk “BGT” lajur “D” nilai dapat dilihat pada gambar 2.7

$$LE = \sqrt{LaV \times Lmax} \dots\dots\dots (2.38)$$

Dimana :

LaV = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Lmax = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung



Gambar 2. 9 Faktor Beban Dinamis

**2. Beban Sekunder**

Beban sekunder merupakan beban sementara, pada umumnya menghasilkan tegangan yang relatif kecil dibanding dengan beban primier. Berikut adalah beban sekunder yang bekerja pada jembatan :

**a. Gaya Rem (TB)**

Gaya harus ditempatkan pada semua jalur rencana yang dimuati sesuai dengan pasal 8.2 dan yang berisi lalu-lintas dengan arah yang sama, gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horisontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pasa masing-masig arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan :

- 25 % dari berat gandar truk desain atau,

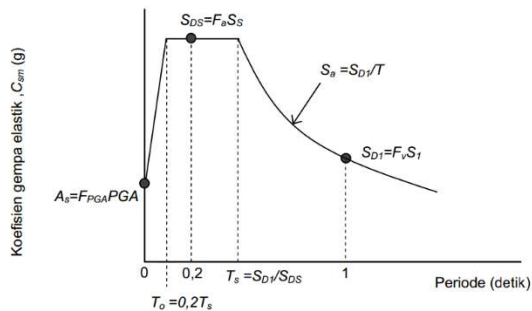
- 5 % dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

### b. Beban Angin

Pengaruh beban angin bekerja secara horizontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan dengan arah tegak lurus sumbu memanjang dengan nilai  $150 \text{ Kg/m}^3$ . Luas bidang yang terkena angin hanya beberapa sisi luas jembatan dan luas bidang vertikal beban hidup.

### 2.4.3 Beban Gempa

Perencanaan beban gempa menggunakan fungsi *respons spectrum* yang di input pada diagram SAP2000, Metode gempa ini menggunakan metode gempa dinamis. Menurut SNI 833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, grafik respons spektrum dapat dihitung sebagai berikut



Gambar 2. 10 Grafik Respons Spektrum

Tabel 2. 4 Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_{u}$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_{u} \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_{u} \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_{u} < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_{u} < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$ ) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Pada tabel 2.4 N adalah hasil uji penetrasi dengan lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dihitung menurut persamaan :

$$N = \frac{\sum ti}{\sum \left(\frac{ti}{N}\right)} \dots\dots\dots (2.39)$$

Keterangan :

- N = Nilai hasil uji penetrasi standart lapisan tanah
- ti = Tebal lapisan tanah ke - i
- m = Jumlah lapisan tanah (30 m)

Berdasarkan SNI Gempa 2833:2013 Pasal 5.3.2, respons spektra di permukaan diperlukan faktor amplifikaasi pada periode pendel 0,2 detik dan periode 1 detik. Amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran periode nol detik ( $F_{PGA}$ ), amplifikasi periode pendek  $9Fa$ ) dan faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran periode 1 derik  $9Fv$ ). Tabel 2.6 dan 2.7 secara keseluruhan mewakili nilai2  $F_{PGA}$ ,  $Fa$ , dan  $Fv$

Tabel 2. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S <sub>s</sub> ≤ 0.25	PGA = 0,2 S <sub>s</sub> = 0.5	PGA = 0,3 S <sub>s</sub> = 0.75	PGA = 0,4 S <sub>s</sub> = 1.0	PGA > 0,5 S <sub>s</sub> ≥ 1.25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Tabel 2. 6Nilai Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik

Kelas situs	S <sub>T</sub> ≤ 0.1	S <sub>T</sub> = 0.2	S <sub>T</sub> = 0.3	S <sub>T</sub> = 0.4	S <sub>T</sub> ≥ 0.5
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Untuk mencari koefisien respons gempa elastik mempunyai 3 variabel yang harus diperhatikan, yaitu :

- T < T<sub>0</sub>

$$C_{sm} = (S_{ds} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots(2.40)$$

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \dots\dots\dots(2.41)$$

Keterangan :

- C<sub>sm</sub> = Koefisien gempa elastik
- S<sub>DS</sub> = Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek (T = 0,2 detik)
- F<sub>PGA</sub> = Faktor amplikasi periode pendek
- PGA = Percepatan puncak batuan dasar

- T<sub>0</sub> < T < T<sub>s</sub>

$$C_{sm} = S_{DS} \dots\dots\dots(2.42)$$

Keterangan :

- C<sub>sm</sub> = Koefisien gempa elastik
- S<sub>DS</sub> = Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek (T = 0,2 detik)

- T > T<sub>s</sub>

$$C_{SM} = \frac{SDI}{T} \dots\dots\dots (2.43)$$

Keterangan :

$C_{sm}$  = Koefisien gempa elastik

$S_{D1}$  = Nilai spectra permukaan tanah pada periode pendek (T = 1 detik)

Setiap jembatan ditetapkan dalam salah satu dari empat zona gempa berdasarkan spectra periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) sesuai pada tabel 2.8. kategori tersebut menggambarkan variasi resiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisi, panjang tumpuan minimum prosedur desain dan kepala jembatan.

Tabel 2. 7 Zona Gempa

Koefisien percepatan ( $S_{D1}$ )	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastik dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai tabel 2.9 dan 2.10. apabila digunakan analisis dinamik waktu, maka modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur

Tabel 2. 8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

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

Tabel 2. 9 Faktor modifikasi respons (R) hubungan antar elemen struktur

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

#### 2.4.4 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1725 diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana,  $V_{DZ}$ , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 (V_{10}/V_B) \ln(Z/Z_0) \dots\dots\dots(2.44)$$

Dimana nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  dapat dilihat pada tabl berikut :

Tabel 2. 10 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
$V_0$ (km/jam)	13,2	17,6	19,3
$Z_0$ (mm)	70	1000	2500

Tekanan angin rencana dalam Mpa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan berikut

$$P_D = P_B (V_{DZ}/V_B)^2 \dots\dots\dots(2.44)$$

Dimana nilai  $P_B$  dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2. 11 Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	<i>Angin tekan</i> (MPa)	<i>Angin hisap</i> (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

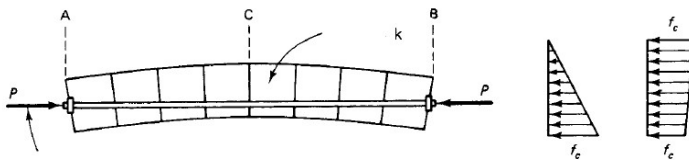


Analisis keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton prategang akan menyertakan pertimbangan gaya gaya efektif dari tendon prategang pada setiap tahapan yang berarti, bersama sama dengan sifat bahan yang berlaku pada saat

## 2.5 Prinsip Beton Prategang

Beton prategang bukan merupakan konsep baru, pada tahun 1872 pada saat P.H Jackson, seseorang insinyur dari california, mendapatkan paten untuk sistem struktural yang menggunakan tie rod untuk membuat pelengkung dari balok. Pada tahun 1888, C.W Dohring dari jerman memperoleh paten untuk memberikan prategang pada slab dengan kawat – kawat metal (Edward. D. Nawy, 2001 : 5)

Dengan memanfaatkan momen sekunder akibat stressing untuk mengimbangi momen akibat beban luar, tinggi komponen beton prategang berkisar antara 65 sampai 80% tinggi komponen betpn bertulang pada bentang dan beban yang sama, dengan demikian beton prategang membutuhkan lebih sedikit beton dan sekitar 20 sampai 35% banyaknya tulangan (Edward G.Nawy, 20001).



Gambar 2. 11 Prinsip gaya prategang

## 2.6 Gaya Prategang

Gaya Prategang ini berupa tendon yang diberikan tegangan awal sebelum memikul beban kerjanya yang berfungsi untuk mengurangi atau menghilangkan tegangan tarik pada saat beton mengalami beban kerja serta menggantikan tulangan tarik yang biasa terdapat pada beton bertulang. Dalam buku Edwaeed G. Nawy yang berjudul “Beton Prategang” di jelaskan secara sederhana balok prategang ditumpu sederhana yang mengalami prategang  $P$  konsentris,

$$f = - \frac{F}{AC} \dots\dots\dots(2.45)$$

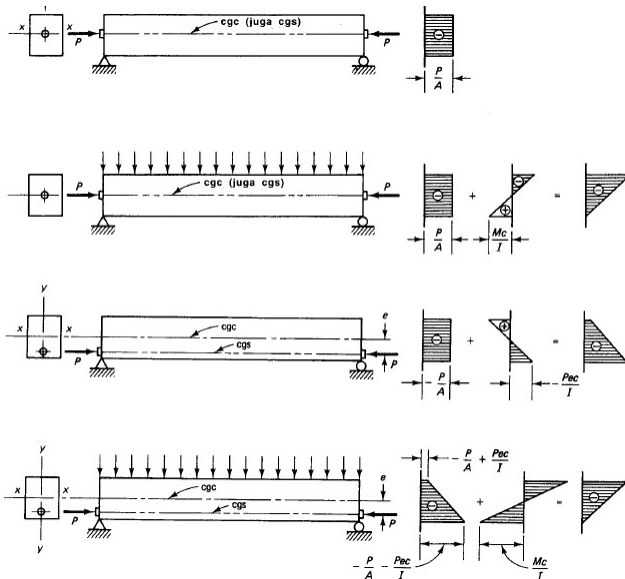
dimana  $Ac = bh$  adalah luasan penampang yang lebarnya  $b$  dan tingginya  $h$ , tanda minus digunakan untuk tekan sedangkan tanda *plus* digunakan untuk tarik. Jika beban transversal bekerja pada balok akan menimbulkan momen  $M$  ditengah bentang

$$f = - \frac{F}{AC} - \frac{My}{I_g} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$f = - \frac{F}{AC} + \frac{My}{I_g} \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

- $f$  = Tegangan Serat atas
- $\rho$  = Tegangan Serat bawah
- $F$  = Gaya tekan
- $Ac$  = Luas penampang
- $M$  = Momen yang terjadi
- $y$  =  $h/2$  untuk penampang persegi panjang
- $I_g$  = Momen inersia



Gambar 2. 12 Distribusi tegangan serat beton pada balok persegi dengan tendon lurus

Kopel internal dinyatakan dengan gaya  $C = T$  yang harus bekerja dengan lengan momen sebesar :

$$a = \frac{M}{C} \dots\dots\dots (2.48)$$

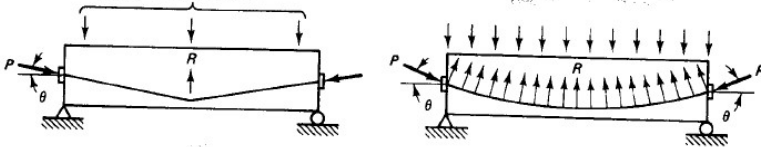
karena  $T$  bekerja sejarak  $b$  dari bawah, maka pusat dari gaya tekan  $C$  dapat ditentukan sejarak  $c$  dari bawah. Distribusi tegangan pada beton dapat diperoleh dengan teori elastis biasa, jika pusat dari gaya tekan telah diketahui yang bekerja eksentrisitas

$$e' = c - y \dots\dots\dots (2.49)$$

$$f = -\frac{F}{AC} - \left(\frac{f.e'yt}{I_g}\right) \dots\dots\dots (2.50)$$

$$f = -\frac{F}{AC} + \left(\frac{f.e'yb}{I_g}\right) \dots\dots\dots (2.51)$$

Konsep berikutnya adalah sistem prategang penyeimbang beban. Konsep ini menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang



Sumber : (Edward G. Nawy,2001)

Gambar 2. 13 Gaya penyeimbang beban

Beban terdistribusi penyeimbang beban dan profil tendon parabolik, mempresentasikan posisi tendon dengan persamaan :

$$Ax^2 + Bx + C = y \dots\dots\dots (2.52)$$

**2.6.1 Perhitungan Beton**

Dalam perhitungan Gaya Prategang harus diperhatikan pula syarat dari tegangan tekan izin maupun tegangan tarik izin dari beton dan baja.

**• Tegangan Beton**

a. Tegangan ijin beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang :

Tegangan ijin bahan beton prategang berdasarkan RSNI T-12-2004 pada saat transfer tidak boleh melampaui nilai0nilai berikut ini :

- Pasal 4.4.1.2.2 dan pasal 4.4.1.2.1, tegangan tekan dan tarik beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer, berturut-turut dinyatakan dalam satuan Mpa.
  - $\sigma$  tekan =  $0,60 \cdot f_{ci}'$  .....(2.53)
  - $\sigma$  tarik =  $0,25 \cdot \sqrt{f_{ci}'}$  .....(2.54)
  - $f_{ci}' = 0,65 \cdot F_c'$  .....(2.55)
- b. Tegangan ijin beton sesaat setelah kehilangan gaya prategang :  
 Berdasarkan SNI T-12-2004 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dan tarik dalam penampang beton tidak melampaui nilai sebagai berikut :
  - Pasal 4.4.1.2.1 dimana tegangan tekan beton akibat semua kombinasi beban tetap, dinyatakan dalam satuan Mpa.
    - $\sigma$  tekan =  $0,45 \cdot f_c'$  .....(2.56)
  - dan pasal 4.4.1.2.3, tegangan tarik beton prategang penuh
    - $\sigma$  tarik =  $0,5 \cdot \sqrt{f_c'}$  .....(2.58)
- c. Distribusi tegangan prategang
  - $$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{Fec}{I} \pm \frac{MC}{I} \text{ .....(2.59)}$$

- **Tegangan Baja**

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

- Tendon pascatarik, pada daerah jangkar dan sambungan, sesaat setelah penjangkaran tendon sebesar  $0,7 f_{pu}$ .

Tegangan tarik baja prategang pada kondisi transfer tidak boleh melampaui nilai berikut

- Akibat gaya penjangkaran tendon, sebesar  $0,94 f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari  $0,85 f_{pu}$  atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh fabrikator pembuat tendon prategang.

**2.7 Kehilangan Gaya Prategang**

Menurut T.Y.Lin Ned dan H. Burn (1996:76), analisis keseluruhan dan rencana dari komponen struktur beton prategang akan menyertakan gaya-gaya efektif dari tendon prategang pada setiap tahap pembebanan yang berarti, bersama-sama dengan sifat bahan yang berlaku pada saat berfungsinya struktur itu. Kehilangan gaya prategang terjadi dalam dua tahap, keduanya akan sangat berpengaruh terhadap hasil akhir gaya-gaya efektif tendon yang terjadi.

**2.7.1 Tahap Pertama**

Pada saat setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan dievaluasi sebagai tolok ukur perilaku komponen struktur. Pada tahap ini kehilangan gaya prategang meliputi :

**a. Perpendekan Elastis Beton (ES)**

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur memendek dan baja akan ikut memanjang yang menyebabkan kehilangan gaya prategang

$$\Delta ES = K_{ES} E_S \frac{f_{c1r}}{E_{c1}} \dots\dots\dots (2.60)$$

Dengan nilai *f<sub>c1r</sub>* sebagai berikut :

$$f_{c1r} = \frac{F_0}{A} \pm \frac{F_0 e_c}{I} \pm \frac{M_g C}{I} \dots\dots\dots (2.61)$$

Dimana :

- f<sub>c1r</sub>* = Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton
- M<sub>g</sub>* = Momen akibat bebna yang ditinjau
- K<sub>ES</sub>* = I untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama 0,5 untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama
- E<sub>a</sub>* = Modulus elastisitas tendong prategang
- E<sub>c1</sub>* = Modulus elastisitas beton pada saat pengangkutan

### b. Gesekan Friksi

Selama terjadi pengalihan gaya pratekan pada sistem pasca tarik, kabel ditarik sedikit demi sedikit akan mengalami kehilangan tegangannya pada saat tendon melengkung kehilangan akibat gesekan friksi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L \cdot \mu \cdot \alpha \dots\dots\dots(2.62)$$

Dimana :

K = Koefisien wobble

L = Panjang bersih balok (m)

F<sub>1,2</sub> = Fokus Tendon (eksentrisitas dari c.g.s)

μ = Koefisien kelengkungan (tabel 2.16)

α = Sudut pusat tendon (L/R)

Tabel 2. 12 Nilai koefisien Kelengkungan

<b>Tipe tendon</b>	<b>K tiap meter</b>	<b>μ</b>
<b>Tendon pada selubung logam fleksibel</b>		
- Tendon kawat	0,0033 – 0,0049	0,15 – 0,25
- Strand dengan untaian 7 kawat	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25
- Baja mutu tinggi	0,0003 – 0,0020	0,08 – 0,30
<b>Tendon pada selubung logam kaku</b>		
- Strand dengan untaian 7 kawat	0,0007	0,15 – 0,25
<b>Tendon yang diminyai terlebih dahulu</b>		
- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,001 – 0,0066	0,05 – 0,15
<b>Tendon yang diberi lapisan mastic</b>		
- Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15

### c. Slip Angkur

Pada saat tendon-tendon ditarik sampai nilai penuh dongkrak di lepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Peralatan angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Biasanya gelincir tergantung dari jenis baja dan tegangan pada kawat, nilai rata-rata sekitar 2,5 mm. Persamaan yang digunakan untuk menghitung prategang akibat slip angkur adalah sebagai berikut

$$ANC = \Delta fs = \frac{\Delta a \cdot E_s}{L} \dots\dots\dots (2.63)$$

Dimana :

- $\Delta a$  = Deformasi pengangkuran (mm)
- $E_s$  = 195,000 (Mpa)
- $L$  = Panjang total kabel (mm)

## 2.7.2 Tahap Kedua

Pada saat beton bekerja setelah semua gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang tercapai. Akibat waktu yang lama akan terjadi kehilangan prategang sebagai berikut :

### a. Rangkak Beton

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton gaya prategang. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dihitung menggunakan persamaan

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} F_{cir} - f_{dcs} \dots\dots\dots (2.64)$$

Dimana :

- $K_{cr}$  = 2,0 untuk komponen struktur pratarik
- $K_{cr}$  = 1,6 untuk komponen struktur pasca tarik
- $f_{cd}$  = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang
- $E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang
- $E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

### b. Susut (SH)

Susut merupakan salah satu sifat beton yang akan mengalami pemendekan yang bersifat non elastisitas akibat adanya penyusutan volume beton. Kehilangan prategang akibat terjadinya susut adalah sebesar.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s (I - 0,0236 \frac{V}{S}) \times 100 - RH \dots\dots\dots(2.65)$$

Dimana :

$K_{SH}$  = Koefisien faktor susut

RH = kelembabapn relatif

V/S = Perbandingan volume terhadap Tarik

Tabel 2. 13 Nilai  $K_{SH}$  untuk komponen Pasca Tarik

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai penerapan prategang (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
$K_{SH}$	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

### c. Relaksasi Baja

Percobaan pada baja pratekan dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu tertentu. Memperllihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara perlahan. Kehilangan gaya prategang ini dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$RE = [ K_{RE} - J (SH + CR + ES) ] C \dots\dots\dots(2.66)$$

Keterangan :

Dimana nilai  $K_{RE}$ ,  $j$ , dan  $C$  berdsarkan pada tabel



Tabel 2. 14 Nilai  $K_{RE}$  dan J

<b>Tipe Tendon</b>	<b><math>K_{RE}</math></b>	<b>J</b>
Strand atau kawat stress relieved derajat 1860 Mpa	138	0,15
Strand atau kawat stress relieved derajat 1720 Mpa	128	0,14
Kawat stress relieved derajat 1655 Mpa atau 1620 Mpa	121	0,13
Kawat Relaksasi rendah derajat 1860 Mpa	35	0,04
Kawat Relaksasi rendah derajat 1720 Mpa	32	0,037
Kawat Relaksasi rendah derajat 1655 Mpa atau 1620 Mpa	30	0,035
Batang stress relieved derajat 1000 Mpa atau 1100 Mpa	41	0,05

Sumber : (Ned & Burn, 1993)

Tabel 2. 15 Nilai-nilai C

Fpi / Fpu	Strand atau kawat stress relieved	Batang stress relieved atau strand atau kawat relaksasi rendah
0,8	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,7	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66

0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,6	0,49	0,33

Sumber : (Ned & Burn, 1993)

Dalam menganalisis kehilangan, harus mempertimbangkan bahan-bahan yang sebenarnya dan kondisi lingkungan masing-masing bahan (waktu, kondisi pemaparan, dimensi dan ukuran komponen struktur, dan sebagainya) yang mempengaruhi jumlah dari kehilangan prategang (Ned & Burn, 1993)

## 2.8 Kekuatan Lentur Beton

Kekuatan lentur penampang beton prategang dapat dihitung dengan metode kekuatan batas seperti pada perencanaan beton bertulang biasa. Dalam perhitungan kekuatan dari tendon prategang,  $f_y$  harus diganti dengan  $f_{ps}$  yaitu tegangan pada tendon prategang pada saat tercapainya kekuatan normal penampang. Faktor reduksi kekuatan akibat lentur adalah sebesar 0,8.

### 2.8.1 Untuk Tendon Dengan Lekatan Penuh (*Bounded*)

Bila tidak dihitung secara lebih teliti berdasarkan konsep kompatibilitas regangan, nilai  $f_{ps}$  boleh didekati dengan formula sebagai berikut :

$$F_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ PP \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \quad (2.67)$$

Dengan syarat  $f_{se} \geq 0,5 f_{pu}$

$$PP = \frac{A_{sp}}{b \cdot d_p} \dots \dots \dots (2.68)$$

Dimana :

$F_{ps}$  = Tegangan pada tendon pada saat penampang mencapai kuat nominalnya (Mpa)

$f_{pu}$  = Kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan (Mpa)

$f_{se}$  = Tegangan efektif pada baja prategang (tendon) sesudah memperhitungkan semua kehilangan prategang yang mungkin terjadi (Mpa)

$\gamma_p$  = Faktor yang memperhitungkan tipe tendon

$$\text{Untuk } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,80 \rightarrow \gamma_p = 0,55$$

$$\text{Untuk } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,85 \rightarrow \gamma_p = 0,40$$

$$\text{Untuk } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,90 \rightarrow \gamma_p = 0,28$$

$f_y$  = Kuat leleh tendon prategang (Mpa)

$\beta I$  = Faktor yang besarnya sesuai :

$$\text{Untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta I = 0,85$$

$$\text{Untuk } 30 < f_c' \leq 55 \text{ Mpa} \rightarrow \beta I = 0,85 - 0,008(f_c' - 30)$$

$$\text{Untuk } f_c' \geq 55 \text{ Mpa} \rightarrow \beta I = 0,65$$

$f_c'$  = Kuat tekan beton (Mpa)

$d$  = Tinggi efektif penampang (jarak dari serat tekan terjatuh dari garis netral terpusat tulangan tarik non prategang)

$dp$  = Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tendon prategang

$pp$  = Rasio penulungan prategang

$A_{sp}$  = Luas penampang baja prategang

$b$  = Lebar efektif flens tekan dari komponen struktur

$$\omega = \rho \cdot f_y l f_c' \rightarrow A_s / b \cdot d$$

$$\omega = \rho' \cdot f_y l f_c' \rightarrow A_s' / b \cdot d$$

$A_s$  = Luas tulangan tarik non prategang

$A_s'$  = Luas tulangan tekan non prategang

Jika dalam menghitung  $f_{pu}$  pengaruh tulangan tekan non prategang diperhitungkan maka :

$$\left\{ PP \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right\} \geq 0,17 \text{ dan } d' \leq 0,15 dp \dots\dots (2.69)$$

## 2.8.2 Untuk Tendon Tanpa Lekatan

Rasio bentangan dan tinggi komponen < 35

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{700 pp} \leq f_{se} + 400 \dots\dots\dots (2.70)$$

1. Rasio bentangan dan tinggi komponen < 35

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f_{c'}}{300 p p} \leq f_{se} + 400 \dots\dots\dots(2.71)$$

Untuk menjamin terjadinya leleh pada tulangan non-prategang SNI membatasi indeks tulangan sebagai berikut :

1. Untuk komponen struktur dengan tulangan prategang saja

$$\omega_p = p p \frac{f_{ps}}{f_{c'}} \dots\dots\dots(2.72)$$

2. Untuk komponen struktur dengan tulangan prategang, tulangan tarik dan tulangan tekan non-prategang

$$\omega_p + (\omega + \omega') \frac{d}{d_p} \leq 0,36 \beta_1 \dots\dots\dots(2.73)$$

3. Untuk penampang bersayap

$$\omega_{pw} + (\omega_w + \omega_w') \frac{d}{d_p} \leq 0,36 \beta_1 \dots\dots\dots(2.74)$$

Dimana :

$\omega_p$ ,  $\omega_w$ ,  $\omega_w'$  = indeks tulangan untuk penampang yang mempunyai flens, dihitung sebagai  $\omega_p$ ,  $\omega$ ,  $\omega'$  dengan b sebesar lebar badan

## 2.9 Kekuatan Geser

Distribusi tegangan geser ( $\tau_v$ ), pada penang beton dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$\tau_v = \frac{V_{cs} \cdot Q}{I \cdot b} \dots\dots\dots(2.75)$$

Dimana :

$V_{cs}$  = Gaya geser yang diterima balok pada level tertentu

$Q$  = Momen statis penampang diatas atau dibawah level tersebut terhadap sumbu pusat

$I$  = Inersia penampang

$B$  = Lebar penampang pada level tersebut

Tegangan geser pada beton prategang terdiri dari tegangan langsung arah horizontal ( $f_x$ ) dan arah vertikal ( $f_y$ ) yang berhubungan dengan tegangan geser ( $\tau_v$ ) dan tegangan akibat

beban luar ( $f_c$ ) pada komponen beton prategang adalah sebagai berikut :

$$f_t = \sqrt{\tau v^2 + (0,5f_c)^2} - 0,5 f_c' \dots\dots\dots (2.76)$$

$V_{ci}$  harus dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_{ci} = 0,05 \lambda \sqrt{f_c'}. bw. D_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{ore}}{M_{max}} \dots\dots (2.77)$$

Dimana  $d_p$  tidak perlu diambil kurang dari 0,8h

$$M_{cre} = \left(\frac{1}{y_t}\right) (0,5\lambda\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \dots\dots\dots (2.78)$$

Nilai  $M_{max}$  dan  $V_{ci}$  harus dihitung dari kombinasi beban yang mengakibatkan momen terfaktor maksimum untuk terjadi pada penampang.  $V_{ci}$  tidak perlu diambil kurang dari  $0.172 \sqrt{f_c'}. bw. d$   
 $V_{cw}$  harus dihitung dengan persamaan

$$V_{cw} = (0,29\sqrt{f_c'} + 0,3 f_{pc}). Bw. d + V_p \dots (2.79)$$

Faktor reduksi kekuatan akibat geser adalah sebesar 0,7

**2.10 Kekuatan Geser**

**2.10.1 Puntir Pada Beton Prategang**

Puntir pada beton prategang penggunaan tulangan memanjang dan sengkang secara sendiri-sendiri tidak meningkatkan kekuatan puntir, tetapi penggunaan keduanya secara bersamaan akan meningkatkan tahanan puntir suatu penampang. Tahanan puntir suatu penampang beton prategang ( $T_n$ ) dikalikan dengan faktor kekuatan  $\phi$  harus lebih besar dari momen puntir terfaktor ( $T_u$ ), atau :

$$T_u \leq \phi T_n \dots\dots\dots (2.80)$$

Sedangkan tahanan puntir beton prategang terdiri dari dua komponen, yaitu tahanan puntir beton dan tahanan puntir tulangan non prategang

$$T_n = T_p + T_s \dots\dots\dots (2.81)$$

Dimana :

$T_n$  = Tahanan puntir total penampang beton prategang

$T_p$  = Tahanan puntir komponen beton

$T_s$  = Tahanan puntir tambahan dari tulangan non-prategangan yang berupa sengkang dan tulangan memanjang

Untuk menghitung kebutuhan sengkang dan tulangan memanjang digunakan persamaan umum tegangan utama sebagai berikut :

$$f_t = 0,5f_c' + \sqrt{\tau v^2 + (0,5 f_c)^2} \dots\dots\dots(2.82)$$

sedangkan persamaan umum luas sengkang ( $A_s$ ) yang diperlukan adalah :

$$A_s = \frac{T_s \cdot s}{0,8 \cdot f_{ys} \cdot x_i \cdot y_i} \dots\dots\dots(2.83)$$

Dimana :

$s$  = jarak sengkang

$f_{ys}$  = Tegangan leleh baja sengkang

$x_i$  = Lebar Sengkang

$y_i$  = Tinggi sengkang

sedangkan kebutuhan tulangan memanjang ( $A_m$ ) dapat dipenuhi dengan persamaan umum :

$$A_m = \frac{A_s (x_1 + y_1)}{s} \dots\dots\dots(2.84)$$

Dimana :

$A_s$  = Luas tulangan sengkang

$A_m$  = Tegangan geser puntir

### 2.10.2 Kuat Puntir

Pengaruh momen puntir dapat diabaikan apabila

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f_c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{2 \cdot f_{cp}}{\sqrt{f_c'}}} \dots\dots\dots(2.85)$$

Dimana :

$T_u$  = Momen puntir terfaktor

$f_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik

$A_{cp}$  = Luas yang dibatasi keliling penampang beton

$P_{cp}$  = Tegang tekan pada beton

$\phi$  = Koefisien reduksi kekuatan, untuk puntir = 0,75

Kekuatan puntir dari penampang dengan tulangan sengkang menurut SNI 2002 dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{Z \cdot A_o \cdot f_{ys}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots (2.86)$$

Dimana :

$A_o$  = luas penampang beton yang menahan penyaluran geser

$A_s$  = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam dengan jarak

$f_{ys}$  = tegangan leleh sengkang puntir

$\theta$  = sudut diagonal tekan pada penerapan analogi rangka untuk puntir. Nilai  $\theta$  boleh diambil sebesar  $\theta = 45^\circ$  jika gaya tidak kurang dari 40% kuat tarik tulangan longitudinal

$\theta$  =  $37,5^\circ$  jika gaya prategang efektif tidak kurang dari 40% kuat tarik tulangan longitudinal

tulangan memanjang tambahan yang diperlukan untuk menahan momen puntir tidak boleh kurang dari:

$$A_m = \frac{A_s}{s} Ph \left( \frac{f_{ys}}{f_{yt}} \right) \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.87)$$

Dimana :

$f_{yt}$  = tegangan leleh tulangan puntir memanjang

$s$  = jarak sengkang dalam arah paralel dengan tulangan memanjang

$Ph$  = keliling dari garis pusat tulangan sengkang puntir terluar

#### Jarak Tulangan Puntir

- Tulangan sengkang puntir tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $Ph/8$  atau 300mm
- Tulangan memanjang yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus didistribusikan di sekeliling

- perimeter sengkang tertutup dengan jarak tidak melebihi 300 mm. Tendon harus berada didalam sengkang. Pada setiap sudut sengkang tertutup harus ditempatkan minimal satu tulangan memanjang
- Tulangan puntir harus dipasang melebihi jarak minimal yang dibutuhkan ( $b_1 + d$ ) dilurkan daerah dimana tulangan puntir dibutuhkan secara teoritis

## 2.11 Bangunan Bawah

### 2.11.1 Abutment dan Pilar

Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendesaian pada ***BMS BDM 1992 hal 3-28 sampai 2-41***. Seperti yang telah disebutkan ebban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah timbunan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horizontal yang berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Untuk perencanaan awal bentuk dan dimensi kepala jembatan menggunakan ***BMS BDM 1992 3.12 (vol I)*** yaitu pangkal tembok penahan karena timbunan jalan tertahan dalam batas-batas pangkal dengan tembok penahan yang didukung oleh pondasi.

Pada bagian tanah dibelakang dinding penahan harus diperhatikan adanya beban yambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah. Besarnya beban tambahn setara dengan tanah setebal 0.6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati beban lalu lintas tersebut (*Bridge Design Code. BMS hal 2-18*).

Pada pilar jembatan bangunan atas tidak direncanakan gelagar menerus, peraturan memberikan jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi gelagar (***BMS BDM 1992 4.2.6***)



$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S < 100 \text{ m} \dots\dots\dots (2.88)$$

$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S > 100 \text{ m} \dots\dots\dots (2.89)$$

### 2.11.2 Perhitungan Spring Konstan

Spring konstan merupakan beban reaksi lapisan dibawah permukaan tanah dalam arah horizontal dan vertikal. Dihitung menggunakan persamaan yang diambil dari (Mekanika Tanah dan teknik Pondasi, Suyono S, Kazuto Nakazawa,2000)

#### 1. Perhitungan reaksi tiang vertikal

$$K_v = a \cdot A_p \cdot E_p / L_i \dots\dots\dots (2.90)$$

$$a = 0,022 (1/D) - 0,05 \dots\dots\dots (2.91)$$

Keterangan :

$L_i$  = Panjang tiang (cm)

$K_v$  = Daya dukung vertikal (T/m)

$D$  = Diameter tiang pancang (cm)

$A_p$  = Luas permukaan tiang pancang (cm<sup>2</sup>)

$E_p$  = Modulus elastis tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

#### 2. Perhitungan reaksi tiang horizontal

$$k = k_0 \cdot y^{1/2} \dots\dots\dots (2.92)$$

$$k_0 = 0,2 \cdot E_0 \cdot D^{3/4} \dots\dots\dots (2.93)$$

$$K_x = K_y = k \cdot D \cdot L_i \dots\dots\dots (2.94)$$

Keterangan :

$k$  = Koeffisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m<sup>3</sup>)

$y$  = besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)

$E_0$  = modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari  $E_0 = 28 N$

$D$  = diameter tiang (cm)

$L_i$  = panjang tiang

### 2.11.3 Daya Dukung Pondasi

#### 1. Gaya Geser Dinding Tiang

$$R_f = U \times \Sigma (l_i \times f_i) \dots\dots\dots (2.95)$$

Keterangan :

$L_i$  = panjang tiang

$R_f$  = gaya geser dinding tiang (ton)

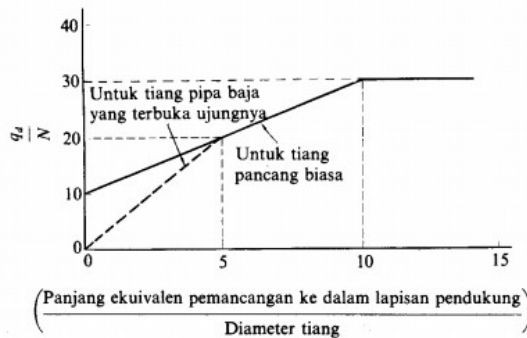
$U$  = keliling tiang (m)

$l_i$  = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

$f_i$  = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m<sup>2</sup>)

## 2. Daya Dukung Ujung Tiang

Untuk daya dukung terpusat tiang dapat dicari dengan table di bawah ini :



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

Setelah menentukan diameter tiang pancang dan panjang penetrasi tiang sampai ke lapisan pendukung sudah di dapat maka  $q_d$  dapat dicari.

$$R_p = q_D \times A \dots\dots\dots (2.96)$$

Keterangan :

$L_i$  = panjang tiang

$R_p$  = daya dukung ujung tiang (ton)

$q_d$  = daya dukung terpusat tiang (ton)

$A$  = luas ujung tiang (m<sup>2</sup>)

**3. Daya Dukung Ultimate Tiang**

$$R_u = R_p \times R_f \dots\dots\dots (2.97)$$

Keterangan :

$R_u$  = daya dukung ultimate tanah pondasi (ton)

$R_f$  = gaya geser dinding tiang (ton)

$R_p$  = daya dukung ujung tiang (ton)

**4. Daya Dukung Ijin Tiang**

$$R_u = \frac{R_u}{SF} \dots\dots\dots (2.98)$$

Keterangan :

SF = *safety factor*

Tabel 2. 16 Faktor Keamanan

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konstruksi pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser	—	Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban tetap + Beban sementara	—	—	2	—	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

Angka dalam tanda kurung: Bila beban kereta api diperhitungkan

## **BAB III METODOLOGI**

Tahapan yang digunakan dalam merencanakan struktur jembatan Gedangan pada tugas akhir ini seperti gambar 3.1 diagram alir pengerjaan tugas akhir terapan

### **3.1 Metode Desain**

- a. Studi Literatur
- b. Pengumpulan data
- c. Preliminary design
- d. Analisa pembebanan
- e. Analisa perhitungan struktur utama jembatan
- f. Kontrol desain
- g. Merencanakan pondasi jembatan
- h. Gambar desain jembatan
- i. Penyusunan laporan

### **3.2 Uraian Metode**

#### **3.2.1 Studi Literatur**

Dalam modifikasi Jembatan Gedangan menjadi precast concretes I girder, literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI 1725-2016, Standar Pembebanan Untuk jembatan
2. SNI 2833-2016, Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa
3. *Bridge Management System* ,1993
4. T.Y. Lin Ned – H. Burns, Deasain Sstruktur Beton Prategang
5. Edward G. Nawy, Beton Prategang.
6. Sosrodarsono, Ir. Suyono, Kazuto Nakazawa, Teknik Pondasi

#### **3.2.2 Pengumpulan Data**

Data yang diperoleh adalah Jembatan Gedangan yang terletak di kabupaten Trenggelek yang terdiri dari struktur rangka baja dan beton bertulang. Pada tugas akhir jembatan ini dan di

modifikasi menggunakan *Precast concrete I girder*. Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut :

1. Tipe jembatan : Baja rangka batang dan Beton Konvensional
2. Bentang : 54 m terdiri dari struktur baja rangka 40 m, dan 14 m beton konvensional
3. Lebar jembatan : 7,5 m
4. Data tanah : Terlampir

### 3.2.3 Preliminary Design

Desain pendahuluan yang harus ditentukan dalam perencanaan jembatan adalah dimensi, meliputi :

- a. Penentuan bentang *voided slab dan precast Concrete I Girder*
- b. Penentuan dimensi *voided slab dan precast Concrete I Girder*
- c. Menentukan elevasi jembatan terhadap muka air banjir (MAB)

### 3.2.4 Analisa Pembebanan

Pembebanan berdasarkan SNI 1725:2016 “Standar Pembebanan Untuk Jembatan”.Beban yang digunakan meliputi

- a. Beban mati
- b. Beban mati tambahan
- c. Beban hidup lalu-lintas
- d. Beban angin
- e. Beban temperatur
- f. Beban gempa
  - Periode ulang : 1000 tahun
  - Lokasi : Tranggalek

### 3.2.5 Analisa perhitungan struktur utama jembatan

Analisa struktur utama jembatan dengan menggunakan bantuan program CSI Bridge dan SAP2000. Peraturan yang di

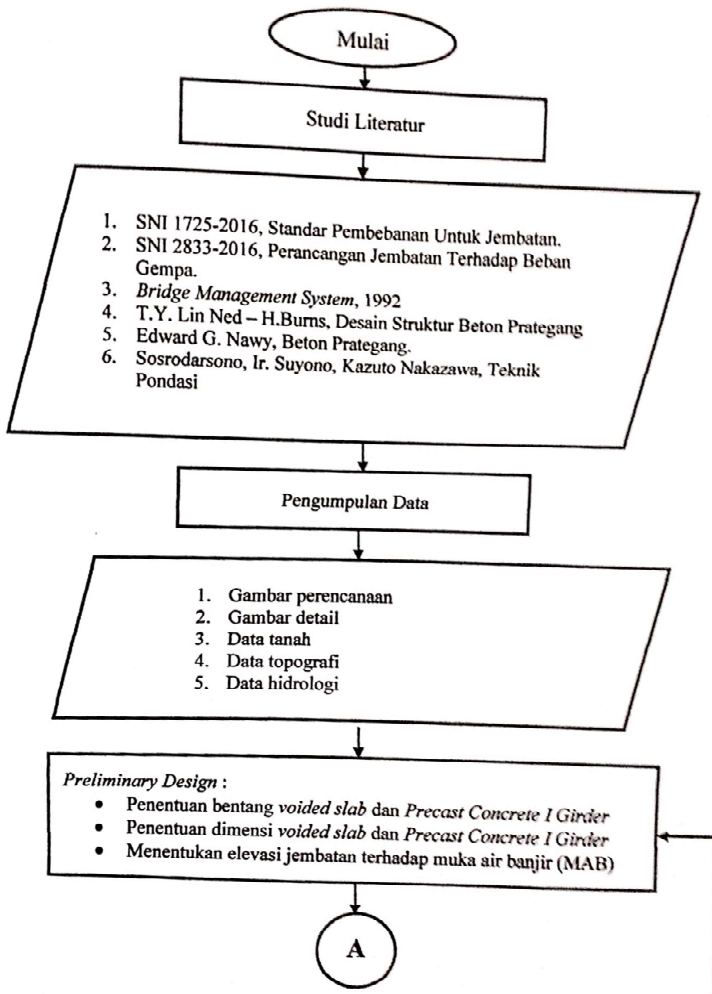
gunakan yaitu SNI T-12-2004 tentang perencanaan struktur beton untuk jembatan dan buku prategang (Edward G.Nawy, 2001).

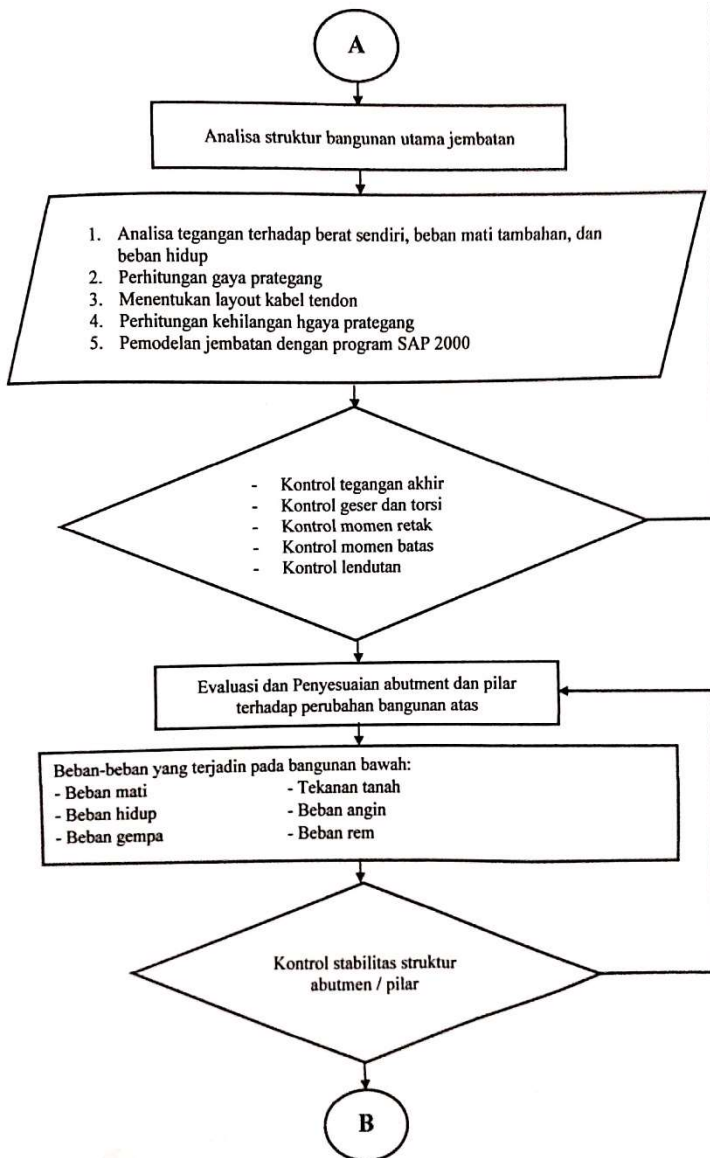
### **3.2.6 Evaluasi Bnagunan Bawah Jembatatan**

Evaluasi bangunan bawah berdasarkan buku (Sosrodarsono, Ira du. Suyono, Kazuuto Nakazawa. 2000 “Teknik Pondasi”) untuk menghitung daya dukung tiang berepile dan berserta gaya reaksi dengan spring konstan.

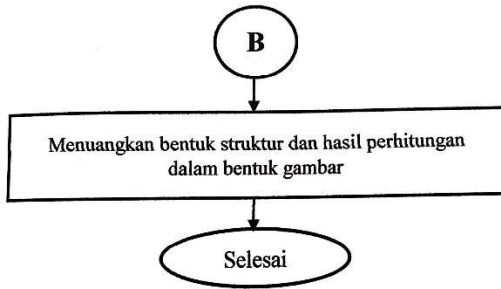
### **3.2.7 Menggambar Desain Jembatan**

Menuangkan bentuk struktur dari hasil perhitungan dalam bentuk gambar dalm tugas akhir ini menggunakn aplikasi Auto Cad dan Sketchup







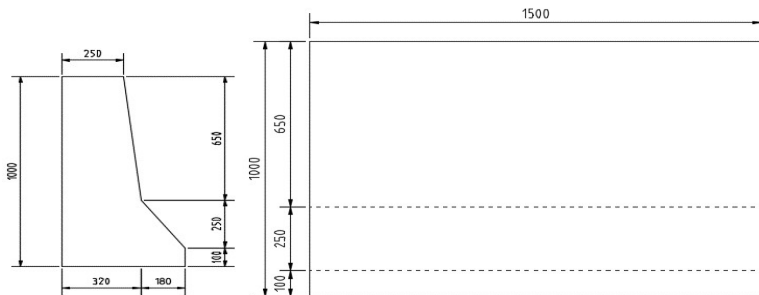


Gambar 3. 1 Diagram alir tugas akhir terapan

## BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN SEKUNDER

### 4.1 Concrete Barrier

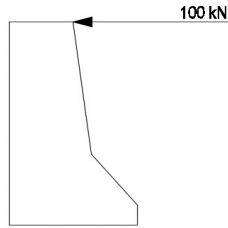
Pagar pembatas direncanakan menggunakan concrete barrier. Beban rencana tumbukan Ultimate lalu lintas sesuai RSNI T-02-2005 Ps. 6.10 ditentukan sebesar 100 kN, beban P diasumsikan ditahan oleh barrier sepanjang 1,5 m dan P dibebankan pada tepi atas dengan ketinggian  $h = 1,00$  m. Berikut rencana dimensi concrete barrier yang direncanakan dan analisa pembebanan.



Gambar 5. 1 Detail dimensi *concrete barrier*

Data perencanaan :

Bw	: 1500 mm (segmen <i>concrete barrier</i> )
b	: 320 mm
d'	: 30 mm
d	: 260 mm
$f_c'$	: 30 MPa
Tulangan	: 250 MPa
Tul. Lentur	: 19 mm
Tul. Sengkang	: 12 mm
Pult	: 100 kN
H	: 100 cm



Gambar 5. 2 Gaya yang bekerja pada *concrete barrier*

$$\begin{aligned} Mu &= Pult \times H \times Bw \\ &= 100 \times 1,0 \times 1,5 \\ &= 150 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dalam perencanaan *concrete barrier* momen nominal (Mn) didapatkan dari :

$$\begin{aligned} Mu &\leq \phi Mn \\ 150 &\leq 0,8 Mn \\ Mn &= 150 / 0,8 \\ Mn &= 187,5 \text{ kN.m} \\ &= 187500000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Pehitungan kebutuhan tulangan pada *concrete barrier*

- Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} &= \frac{150000000}{0,8 \times 1500 \times 260^2} \\ &= 1,85 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} &= \frac{240}{0,85 \times 30} \\ &= 9,41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} &= \frac{1,4}{240} \\ &= 0,0058 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \times \left( \frac{600}{600+fy} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \times \left( \frac{600}{600+240} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,064$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,064$$

$$= 0,048$$

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

$$= \frac{1}{9,41} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,63}{240}} \right)$$

$$= 0,0080$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0058 < 0,0080 < 0,048$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{perlu}$ .

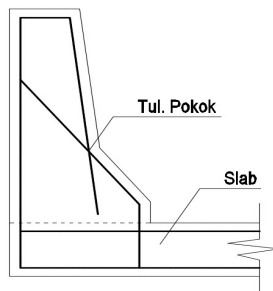
$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,008 \times 1500 \times 26 \\ &= 3122,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D19 - 125** ( $A_s = 3402 \text{ mm}^2$ )

- Penulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 3402 \text{ mm}^2 \\ &= 1701 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi **Ø13 – 100** ( $A_s' = 1991 \text{ mm}^2$ )

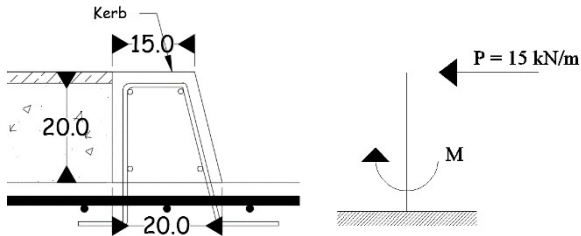


Gambar 5. 3 Letak penulangan pada *concrete barrier*

## 4.2 Perencanaan Kerb

Beban yang bekerja pada ujung kerb dengan arah melintang sebesar 15 kN/m Berdasarkan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2, BMS 1992, hal 2-29. Dengan perencanaan dimensi kerb sebagai berikut :

Tinggi	= 200 mm
Tebal atas	= 150 mm
Tebal bawah	= 200 mm



Gambar 4. 3 Penampang dan gaya yang bekerja pada kerb

### 4.2.1 Perhitungan Momen

Beban akibat gaya P:

$$\begin{aligned}
 P_{LL} &= 15 \text{ kN/m} \\
 M_{LL} &= P_{LL} \times L \times KUTP \\
 &= 15 \text{ kN} \times 0,2\text{m} \times 1,8 \\
 &= 2,70 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

### 4.2.2 Perhitungan Penulangan Kerb

Mutu beton	$f_c'$	= 25 MPa
Mutu baja tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tulangan lentur	$\emptyset$	= 10 mm
Tulangan bagi	$\emptyset$	= 8 mm
Selimut beton	$d'$	= 20 mm
Tebal efektif	$d$	= 214 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 1000 mm
Faktor reduksi		= 0,8

- Penulangan Lentur

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{2,70}{0,8}$$

$$= 3,375 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3375000}{0,8 \times 200 \times 166^2}$$

$$= 0,77 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{240}{0,85 \times 25}$$

$$= 11,29$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{240}$$

$$= 0,0058$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \times \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{240} \times \left( \frac{600}{600 + 240} \right)$$

$$= 0,054$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,054$$

$$= 0,0403$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,29 \times 0,77}{240}} \right)$$

$$= 0,00325$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0058 < 0,0032 < 0,0403$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 166$$

$$= 193,66 \text{ mm}^2$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D10 - 200** ( $A_s = 196,35 \text{ mm}^2$ )

- Penulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 196,35 \text{ mm}^2 \\ &= 98,175 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

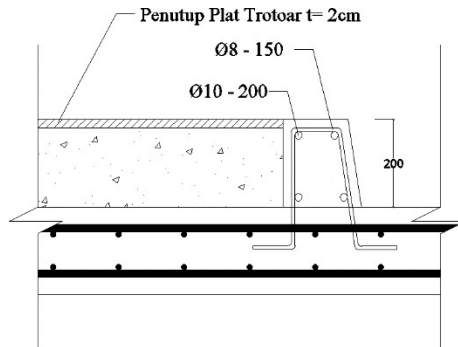
Direncanakan untuk tulangan bagi **Ø8**

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \\ &= 50,26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka jumlah tulangan bagi yang diperlukan adalah

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s' \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{98,175}{50,26} \\ &= 1,95 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka , dipasang tulangan bagi 4 Ø8



Gambar 5. 4 Penulangan kerb

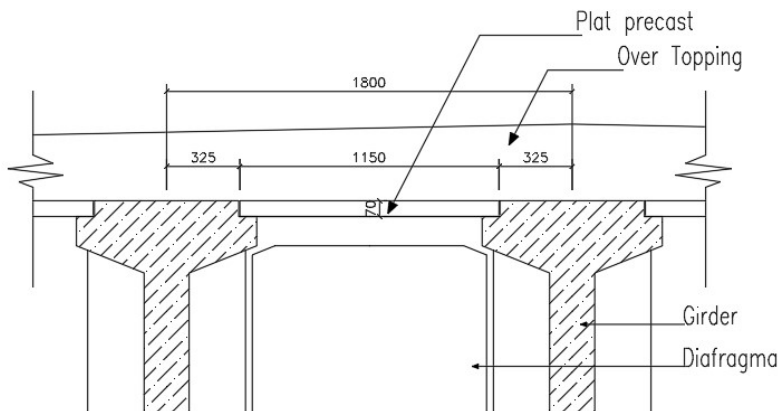
## BAB V PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

### 5.1 Perencanaan Pelat Lantai

Dalam merencanakan penulangan pelat *precast* terdapat beberapa kondisi yang harus dipertimbangkan, diantaranya saat pengangkatan, saat sebelum komposit, dan yang terakhir kondisi sesudah komposit

#### 5.1.1 Perencanaan Tebal dan Dimensi Pelat

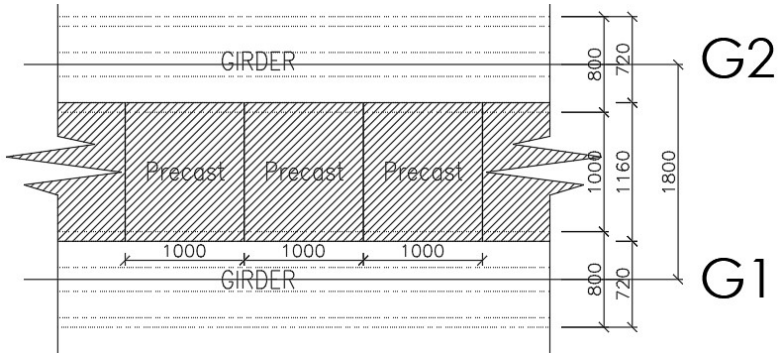
Ketebalan minimum dalam merencanakan pelat yang berfungsi sebagai jalan kendaraan telah diatur dalam RSNI T-12-2004. Sehingga tebal minimum pelat lantai kendaraan ( $t_s$ ) minimum sebagai berikut :



Gambar 5. 5 Letak pelat *precast*

$$\begin{aligned}
 \text{Dimensi pelat} &= t_s \geq 200 \text{ mm} \\
 &= t_s \geq 100 + 40 b_1 \text{ mm} \\
 &= t_s \geq 100 + 40 ( 1,8 \text{ m} ) \text{ mm} \\
 &= t_s \geq 172 \text{ mm}
 \end{aligned}$$





Gambar 5. 6 Ukuran pelat *precast*

Direncanakan tebal pelat lantai total adalah 290 mm, dengan rincian tebal pelat *precast* ( $ts_1$ ) 80 mm dan tebal *over topping* ( $ts_2$ ) 210 mm. Untuk memudahkan pelaksanaan ukuran pelat *precast* direncanakan 1,00 m x 1,16m dengan jumlah 163 panel pelat.

### 5.1.2 Kondisi Pengangkatan

#### 1. Pembebanan Pelat

##### d. Beban Mati (MS)

$$\begin{aligned} \text{Berat } precast &= ts_1 \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,08 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 1,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat kejut} &= 50\% \times \text{Berat } precast \\ &= 50\% \times 1,92 \text{ kN/m} \\ &= 0,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{DL} &= 1,92 \text{ kN/m} + 0,96 \text{ kN/m} \\ &= 2,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### e. Beban Ultimate

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1,4 \times DL \\ &= 1,4 \times 2,88 \text{ kN/m} \\ &= 4,03 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2. Perhitungan Penulangan Pelat

##### a. Perhitungan Momen

Rumus perhitungan momen saat pengangkatan diperoleh dari *PCI Design Handbook 8<sup>th</sup> chapter 8*.

$$\begin{aligned}
 M_x &= 0,017 \times q_{u1} \times a^2 \times b \\
 &= 0,017 \times 4,03 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \times 1,0 \text{ m} \\
 &= 0,050 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan Arah X



Gambar 5. 7 Sketsa penulangan pelat arah X saat pengangkatan

Direncanakan menggunakan tulangan D16

Mencari tebal efektif pelat *precast*

$$\begin{aligned}
 dx &= d' - 20 - \frac{1}{2} D \\
 &= 80 \text{ mm} - 20\text{mm} - (\frac{1}{2} \times 16\text{mm}) \\
 &= 52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{50045,18}{0,9 \times 1000 \times 43,5^2} \\
 &= 0,02 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,29
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600+f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600+390} \right) \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\
 &= 75\% \times 0,0337 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{18,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,02}{390}} \right)$$

$$= 0,000053$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,002 < 0,000053 < 0,0253$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

c. Penulangan Utama

➤ Menentukan luasan tulangan

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D16-150

$$As' = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2$$

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

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 452$$

$$= 104 \text{ mm}^2$$

Digunakan jarak tulangan sebesar

$$s = \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 201,06\text{mm}^2}{104\text{mm}}$$

$$= 1933,28 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 3(70) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 210 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

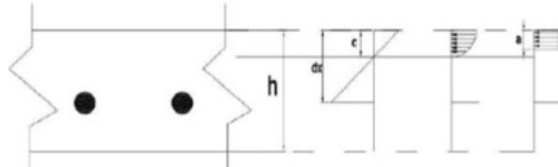
Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ , maka luasan yang digunakan sebesar :

$$As_p = \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 201,06\text{mm}^2}{150 \text{ mm}}$$

$$= 1340,41 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan utama **D16-150**

➤ Kontrol faktor reduksi



Gambar 5. 8 Diagram tegangan pelat arah X saat pengangkatan

Menentukan tinggi teganga persegi ekivalen (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2}{0,85 \times 30 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}} \\ &= 20,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak serat tekan ke sumbu netral (c)

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,50 \text{ mm}}{0,80} \\ &= 25,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left( \frac{52 \text{ mm}}{25,62 \text{ mm}} - 1 \right) \\ &= 0,00309 \end{aligned}$$

Digunakan  $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pakai} \times f_y \times (dx - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \times (52 \text{ mm} - (0,5 \times 20,50 \text{ mm})) \\ &= 19642643,6 \text{ N.mm} \\ &= 19,64 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n > M_u$$

$$19,64 \text{ kN.m} > 0,050 \text{ kN.m (OK)}$$

d. Penulangan Susut

$$f_y = 390 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0018$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \rho_{\min} \times b \times t_{s1} \\ &= 0,0018 \times 1000 \text{ mm} \times 80 \text{ mm} \\ &= 144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 3(70) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 210 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ ,  
maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned} A_{Sp} &= \frac{1000 \times A_{s'} \text{ tul}}{s} &&= \frac{1000 \times 201,06 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 1340,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D13-150**

e. Kontrol Terhadap Persyaratan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= q_u \left( \frac{l_x}{2} - \frac{d_x}{1000} \right) \\ &= 4,03 \text{ kN/m} \left( \frac{1 \text{ m}}{2} - \frac{52 \text{ mm}}{1000} \right) \\ &= 1,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b \times d_x) \\ &= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 52 \text{ mm}) \\ &= 36314,01 \text{ N} \\ &= 36,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat : } 1/2 \phi V_c &\geq V_u \\ 36,31 \text{ kN} &\geq 1,81 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3. Kontrol Pelat

a. Terhadap retak

Diasumsikan plat beton berumur 3 hari :

$$\begin{aligned}
 f_c'' &= 0,46 \times f_c' && = 0,46 \times 30 \text{ Mpa} \\
 &= 13,80 \text{ Mpa} \\
 f_r &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f_c''} && = 0,62 \times 1 \times \sqrt{13,80} \text{ Mpa} \\
 &= 2,30 \text{ Mpa} \\
 I &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (80 \text{ mm})^3 \\
 &= 42.666.666,67 \text{ mm}^4 \\
 M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} \\
 &= \frac{2,30 \text{ N/mm}^2 \times 42.666.666,67 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 3.834837,10 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen layan yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_x &= 0,0107 \times qDL \times a^2 \times b \\
 &= 0,0107 \times 2,88 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \times 1,00 \text{ m} \\
 &= 35.746,6 \text{ N.mm} \\
 M_y &= 0,0107 \times qDL \times a \times b^2 \\
 &= 0,0107 \times 2,88 \text{ kN/m} \times 1,16\text{m} \times (1,00\text{m})^2 \\
 &= 30.816,0 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= 3.834837,10 \text{ N.mm} \geq M_x = 35.746,6 \text{ N.mm} \text{ (OK)} \\
 M_{cr} &= 3.834837,10 \text{ N.mm} \geq M_y = 30.816,0 \text{ N.mm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Tegangan saat penumpukan

Asumsi penumpukan pelat *precast* saat berumur 3 hari dengan 2 tumpuan sehingga diasumsikan kekuatan beton saat umur 3 hari adalah :

$$\begin{aligned}
 f_c'' &= 0,46 \times f_c' && = 0,46 \times 25 \text{ Mpa} \\
 &= 13,80 \text{ Mpa} \\
 f_r &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f_c''} && = 0,62 \times 1 \times \sqrt{13,80} \text{ Mpa} \\
 &= 8,56 \text{ Mpa} && = 8556 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Pembebanan pada pelat dengan perbesaran akibat beban kejut ( $f_k = 1,5$ )

$$Q_d = \gamma_{\text{beton}} \times t_{s1} \times a \times f_k$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,08 \text{ m} \times 1,16 \text{ m} \times 1,5 \\
 &= 0,34 \text{ kN/m} \\
 Q_u &= 1,2 \times 0,348 \text{ kN/m} \\
 &= 0,41 \text{ kN/m} \\
 P_u &= 2,5 \text{ kN/m} \times 1,6 \\
 &= 4,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Asumsi menggunakan 2 buah balok penumpu, dengan jarak antar tumpuan :

$$\begin{aligned}
 L &= 0,75 \times 1,16 \text{ m} \\
 &= 0,87 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 9 Posisi penumpukan pelat *precast*

Momen Lapangan

$$\begin{aligned}
 M_L &= \left( \frac{Q_u \times L^2}{10} \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\
 M_x &= 0,0107 \times q_{DL} \times a^2 \times b \\
 &= \left( \frac{0,41 \text{ kN/m} \times (1,16 \text{ m})^2}{10} \right) + \left( \frac{1}{4} \times 4,00 \text{ kN/m} \times 1,16 \text{ m} \right) \\
 &= 1,21 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Momen Tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_T &= \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,41 \text{ kN/m} \times (1,16 \text{ m})^2 \\
 &= 0,07 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Berat tahanan

$$\begin{aligned}
 W &= (L_y \times t_{s1}^2) / 6 \\
 &= (1,0 \text{ m} \times (0,08 \text{ m})^2) / 6 \\
 &= 0,106 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan yang terjadi

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \frac{M_u \text{ lap}}{W} = \frac{1,21 \text{ Kn.m}}{0,106 \text{ m}^3} \\
 &= 11,40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{\text{Mu tump}}{W} &&= \frac{0,07 \text{ kN.m}}{0,106 \text{ m}^3} \\ &= 0,65 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan beton pada komponen pracetak tidak boleh melebihi modulus kehancuran beton maka :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 11,40 \text{ kN/m}^2 &< f_r = 8556 \text{ kN/m}^2 && \text{(OK)} \\ \sigma_y &= 0,65 \text{ kN/m}^2 &< f_r = 8556 \text{ kN/m}^2 && \text{(OK)}\end{aligned}$$

Jumlah penumpukan yang diizinkan dengan tumpuan dari kayu ukuran 5/10 cm, luas bidang kontak kayu adalah :

$$\begin{aligned}A &= 0,05 \text{ m} \times 2 \text{ kayu} \\ &= 0,1 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \times \gamma \text{ beton} \times t_{s1} \times L_x \times L_y \times f_k \\ &= 1,2 \times 2,5 \text{ kN/m}^3 \times 0,08 \text{ m} \times 1,16 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1,5 \\ &= 0,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_u &= 1,6 \times 2,5 \text{ kN} \\ &= 4,00 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= Q_u + L_u &&= 0,41 \text{ kN} + 4,00 \text{ kN} \\ &= 4,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F &= P/A &&= 4,41 \text{ kN} / 0,1 \text{ m}^2 \\ &= 44,1 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Sehingga diperoleh jumlah tumpukan sebanyak :

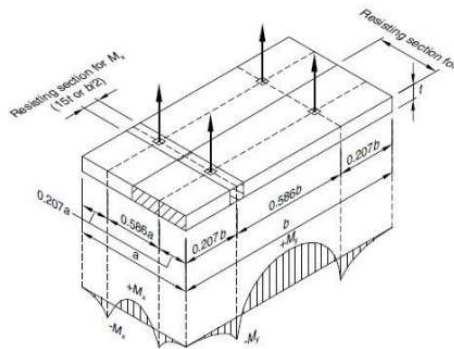
$$\begin{aligned}N &= \frac{F_r}{F \times SF} &&= \frac{8556 \text{ kN/m}^2}{\frac{44,1 \text{ kN}}{\text{m}^2} \times 3} \\ &= 64,5 \text{ Tumpukan}\end{aligned}$$

Dengan demikian penumpukan pelat *precast* dapat dimaksimalkan 5-10 tumpukan dalam truk.

c. Letak titik angkat dan tegangan akibat pengangkatan

Kontrol tegangan akibat pengangkatan pelat berdasarkan PCI edisi ke-7, letak posisi titik angkat ditentukan dengan :





(Sumber : PCI Handbook 8<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete)

Gambar 5. 10 Ilustrasi 4 titik pengangkatan pelat

Arah bentang pendek (X)

$$\begin{aligned} \text{Jarak dari tepi} &= 0,207 \times a = 0,207 \times 1,16 \text{ m} \\ &= 0,24 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar titik} &= 0,586 \times a = 0,586 \times 1,16 \text{ m} \\ &= 0,68 \text{ m} \end{aligned}$$

Arah bentang panjang (Y)

$$\begin{aligned} \text{Jarak dari tepi} &= 0,207 \times b = 0,207 \times 1,00 \text{ m} \\ &= 0,21 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar titik} &= 0,586 \times b = 0,586 \times 1,00 \text{ m} \\ &= 0,59 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5. 11 Letak titik angkat pelat *precast*

Tegangan ditahan oleh nilai b sebesar :

$$a/2 = 1,16 \text{ m} / 2 = 0,58 \text{ m}$$

$$15.t_{sl} = 15 \times 0,08 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

$$S = 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 580 \text{ mm} \times (80 \text{ mm})^2 \\ = 618.666,67 \text{ mm}^3$$

$$M_x = 0,0107 \times qDL \times a^2 \times b \\ = 0,0107 \times 2,88 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \times 1,00 \text{ m} \\ = 35.746,6 \text{ N.mm}$$

$$P = \frac{a \times b \times t_{sl} \times \gamma_{beton}}{4} \\ = \frac{1,16 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 0,08 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{4} \\ = 55,68 \text{ kg} = 556,8 \text{ N}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$P_1 = P \sin \theta = 556,8 \text{ N} \times \sin 60^\circ \\ = 482,20 \text{ N}$$

Tegangan beton pada komponen pracetak tidak boleh melebihi modulus kehancuran beton

$$\sigma_{max} = \frac{M_x \cdot c}{I} + \frac{P_1}{b \times t_{sl}} < f_r \\ = \frac{35747 \text{ N.mm} \times 25,63 \text{ mm}}{42.666.666,67 \text{ mm}^4} + \frac{556,8 \text{ N}}{580 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}} \\ = 0,0334 \text{ N/mm}^2 < f_r \\ = 33,4 \text{ kN/m}^2 < 3400 \text{ kN/m}^2 \quad \text{(OKE)}$$

d. Kontrol lendutan

Momen akibat beban mati

$$M_{DL} = 1/8 \times qDL \times Lx^2 \\ = 1/8 \times 4,02 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \\ = 0,678 \text{ kN.m} \\ = 678182,4 \text{ N.mm}$$

Momen batas retak

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3,40 \text{ N/mm}^2 \times 42.666.666,67 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 5.654.158,83 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan :

$$\begin{aligned}
 I_g &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (80\text{mm})^3 \\
 &= 42.666.666,67 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia retak penampang dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu

$$\begin{aligned}
 bx^2/2 - n \times A_s \text{ tul} \times (dx - x) &= 0 \\
 1000x^2/2 - 6 \times 884,88 \times (43,5 - x) &= 0 \\
 500x^2 + 8042 x - 418208,8 &= 0 \\
 x_1 = 19,17 \text{ mm} ; x_2 = -35,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

maka dipakai  $x_1 = 19,17 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= bx^3 / 2 + n \times A_s \text{ tul} \times (d - x)^2 \\
 &= (1000 \times (19,17 \text{ mm})^2) / 2 + 6 \times 1340,4 \text{ mm} \times \\
 &\quad (52 \text{ mm} - 19,17 \text{ mm})^2 \\
 &= 7327523,98 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia efektif

$$\begin{aligned}
 I_e &= \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \leq I_g \\
 &= \left( \frac{5.654.158 \text{ N.mm}}{678.182 \text{ N.mm}} \right)^3 \times 42.666.666 \text{ mm}^4 + \\
 &\quad \left[ 1 - \left( \frac{5.654.158 \text{ N.mm}}{678.182 \text{ N.mm}} \right)^3 \right] \times 7.327.523,98 \leq I_g \\
 &= 24725961229 \text{ mm}^4 > 42.666.666,67 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai  $I_e = 42.666.666,67 \text{ mm}^4$

$$E_c' = 4700 \times \sqrt{f_c''} = 4700 \times \sqrt{13,8} \text{ Mpa}$$

$$= 17459,7 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} \\
 &= \frac{5 \times 28,8 \text{ N.mm} \times 1160 \text{ mm}^4}{384 \times 17459,70 \text{ MPa} \times 42.666.666 \text{ mm}^4} \\
 &= 0,005 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$L/240 = 1160 \text{ mm} / 240$$

$$= 4,83 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\Delta = 0,005 \text{ mm} \leq L/240 = 4,83 \text{ mm}(\text{OK})$$

#### 4. Angkur Pengangkatan

##### a. Perhitungan Angkur

Setiap angkur menerima beban sebesar  $P = 55,68$  kg. Berdasarkan *PCI Handbook 8<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete* terdapat 4 titik angkat dengan sudut pengangkatan  $45^0$ , didapatkan faktor pengali sebesar  $F=1,41$ .

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= 1/8 \times q_{DL} \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 4,02 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \\
 &= 0,678 \text{ kN.m} \\
 &= 678182,4 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= 55,68 \text{ kg} \times 1,41 \\
 &= 78,51 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \sqrt{\frac{4 \times P}{\pi \times f_y}} &= \sqrt{\frac{4 \times 78,51 \text{ kg}}{3,14 \times 3900 \text{ kg/mm}}} \\
 &= 0,025 \text{ cm} &\approx 1,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Digunakan 4 buah angkur dengan diameter 10 mm

### 5.1.3 Kondisi Sebelum Komposit

#### 1. Pembebanan Pelat

##### a. Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat } precast &= ts_1 \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,08 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 1,92 \text{ kN/m} \\ \text{Berat } topping &= ts_2 \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,21 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \\ &= 7,56 \text{ kN/m} \\ q_{DL} &= 1,92 \text{ kN/m} + 7,56 \text{ kN/m} \\ &= 9,48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### b. Beban Hidup (LL)

$$q_{LL} = 2,00 \text{ kN/m} \quad (\text{per } 1\text{m} \text{ pias})$$

##### c. Beban Ultimate

$$\begin{aligned} q_{u2} &= 1,3DL + 1,8LL \\ &= (1,3 \times 9,48 \text{ kN/m}) + (1,8 \times 2,00 \text{ kN/m}) \\ &= 15,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2. Perhitungan Penulangan Pelat

##### a. Perhitungan Momen

Perhitungan momen yang terjadi kondisi sebelum komposit.

$$\begin{aligned} M_x &= 1/8 \times q_{u2} \times a^2 \\ &= 1/8 \times 15,92 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \\ &= 2,67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

##### b. Penulangan Arah X



Gambar 5. 12 Sketsa penulangan pelat arah X sebelum komposit

Direncanakan menggunakan tulangan D16

Mencari tebal efektif pelat *precast*

$$\begin{aligned} dx &= ts_1' - 20 - \frac{1}{2} D \\ &= 80 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) \\ &= 52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2678416,8 \text{ N.mm}}{0,85 \times 1000 \times 52^2} \\ &= 1,16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} \\ &= 15,29 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,0337 \\ &= 0,0253 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,16}{390}} \right) \\ &= 0,0031 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} \rho_{min} &\leq \rho_{perlu} && \leq \rho_{max} \\ 0,002 &< 0,0031 && < 0,0253 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

c. Penulangan Utama

➤ Menentukan luasan tulangan

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D16

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0031 \times 1000 \times 52 \\ &= 159,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan sebesar

$$\begin{aligned} s &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 201,06\text{mm}^2}{159,1 \text{ mm}} \\ &= 1263,73 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

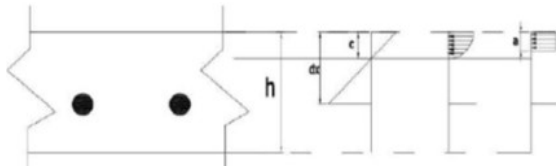
$$s \leq 240 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ ,  
maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned} A_{sp} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 201,06 \text{ mm}^2}{159,1 \text{ mm}} \\ &= 1340,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan utama **D16-150**

➤ Kontrol faktor reduksi



Gambar 5. 13 Diagram tegangan pelat arah X sebelum komposit

Menentukan tinggi teganga persegi ekivalen (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{s_p} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2}{0,85 \times 30 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}} \\
 &= 20,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak serat tekan ke sumbu netral (c)

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,50 \text{ mm}}{0,80} \\
 &= 25,62 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \times \left( \frac{52 \text{ mm}}{25,62 \text{ mm}} - 1 \right) \\
 &= 0,00309
 \end{aligned}$$

Digunakan  $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pakai} \times f_y \times (d_x - 0,5a) \\
 &= 0,9 \times 1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \times (52 \text{ mm} - (0,5 \times 20,50 \text{ mm})) \\
 &= 19642643,6 \quad \text{N.mm} \\
 &= 19,64 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &> M_u \\
 19,64 \text{ kN.m} &> 2,67 \text{ kN.m (OK)}
 \end{aligned}$$

d. Penulangan Susut

$$\begin{aligned}
 f_y &= 390 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0018 \\
 A_{sh} &= \rho_{\min} \times b \times t_{s1} \\
 &= 0,0018 \times 1000 \text{ mm} \times 80 \text{ mm} \\
 &= 144 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Syarat :

$$s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 240 \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ ,  
maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_{s'} \text{ tul}}{s} &&= \frac{1000 \times 201,06 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 1340,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D13-150**

e. Kontrol Terhadap Persyaratan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= q_u \left( \frac{l_x}{2} - \frac{d_x}{1000} \right) \\ &= 15,92 \text{ kN/m} \left( \frac{1,16 \text{ m}}{2} - \frac{52 \text{ mm}}{1000} \right) \\ &= 7,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b \times d_x) \\ &= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 52 \text{ mm}) \\ &= 36314,01 \text{ N} \\ &= 36,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat : } 1/2 \phi V_c &\geq V_u \\ 36,31 \text{ kN} &\geq 7,13 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 3. Kontrol Pelat

a. Terhadap retak

Diasumsikan plat beton berumur 3 hari :

$$\begin{aligned} f_c'' &= 0,46 \times f_c' &&= 0,46 \times 30 \text{ Mpa} \\ &= 13,80 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_r &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} &&= 0,62 \times 1 \times \sqrt{13,80 \text{ Mpa}} \\ &= 2,30 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= 1/12 \times b \times h^3 \\ &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (290 \text{ mm})^3 \\ &= 2.032.416.667 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} \\
 &= \frac{2,30 \text{ N/mm}^2 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 182.671.566,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen layan yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_x &= 1/8 \times (q_{DL} + q_{LL}) \times Lx^2 \\
 &= 1/8 \times 9,48 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \\
 &= 1,185 \quad \text{kN.m} \\
 &= 1.185.000 \quad \text{N.mm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$M_{cr} = 182.671.566,5 \text{ N.mm} \geq 1.185.000 \text{ N.mm (OK)}$$

b. Kontrol lendutan

Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= 1/8 \times (q_{DL} + q_{LL}) \times (Lx)^2 \\
 &= 1/8 \times 9,48 \text{ kN/m} \times (1,16\text{m})^2 \\
 &= 1,185 \quad \text{kN.m} \\
 &= 1185000 \quad \text{N.mm}
 \end{aligned}$$

Momen batas retak

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} \\
 &= \frac{2,30 \text{ N/mm}^2 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 182.671.566,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan :

$$\begin{aligned}
 I_g &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (290 \text{ mm})^3 \\
 &= 2.032.416.667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia retak penampang dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu

$$\begin{aligned} bx^2/2 - n \times A_s \text{ tul } x (dx - x) &= 0 \\ 1000x^2/2 - 6 \times 884,88 \times (43,5 - x) &= 0 \\ 500x^2 + 1206,37 x - 62731,32 &= 0 \\ x_1 = 10,06 \text{ mm} ; x_2 = -12,47 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka dipakai  $x_1 = 10,06 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= bx^3 / 2 + n \times A_s \text{ tul } x (d - x)^2 \\ &= (1000 \times (10,06 \text{ mm})^2) / 2 + 6 \times 1340,4 \text{ mm} \times \\ &\quad (52 \text{ mm} - 10,06 \text{ mm})^2 \\ &= 2631017,80 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia efektif

$$\begin{aligned} I_e &= \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \leq I_g \\ &= \left( \frac{182.671.566,5 \text{ N.mm}}{1185000 \text{ N.mm}} \right)^3 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4 + \\ &\quad \left[ 1 - \left( \frac{182.671.566,5 \text{ N.mm}}{1185000 \text{ N.mm}} \right)^3 \right] \times 2631017,80 \leq I_g \\ &= 7.445.1003.52.566.500 \text{ mm}^4 > 2.032.416.667 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Digunakan nilai  $I_e = 2.032.416.667 \text{ mm}^4$

$$\begin{aligned} E_c' &= 4700 \times \sqrt{f_c''} = 4700 \times \sqrt{13,8} \text{ Mpa} \\ &= 17459,7 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} \\ &= \frac{5 \times 94,8 \text{ N/mm}^2 \times 1160^4}{384 \times 17459,70 \text{ MPa} \times 42.666.666 \text{ mm}^4} \\ &= 0,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L/240 = 1160 \text{ mm} / 240$$

$$= 4,83 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\Delta = 0,063 \text{ mm} \leq L/240 = 4,83 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

#### 5.1.4 Kondisi Sesudah Komposit

##### 1. Pembebanan Pelat

###### a. Beban Mati (MS)

$$\begin{aligned} \text{Berat } precast &= ts_1 \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,08 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1,92 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } topping &= ts_2 \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,21 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 5,04 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{DL} &= 1,92 \text{ kN/m}^2 + 5,04 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6,96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

###### b. Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal} &= ta \times \gamma_{\text{aspal}} \\ &= 0,1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2,20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat air hujan} &= tw \times \gamma_{\text{air}} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{DA} &= 2,20 \text{ kN/m}^2 + 0,49 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6,96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

###### c. Beban Hidup (LL)

###### - Beban truk

Faktor beban dinamis, DLA = 40%

Beban truk, T = 112,5 kN

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

###### - Beban angin

Koefisien seret, Cw = 1,2

Keterangan:

lokasi jembatan < 5 km dari pantai

Kondisi Layan

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,001 \times 1,2 \times (30 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,296 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\ &= \frac{2\text{m}/2}{1,75} \times 1,296 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,741 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi Ultimate

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,001 \times 1,2 \times (35 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,764 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\ &= \frac{2\text{m}/2}{1,75} \times 1,764 \text{ kN/m}^2 \\ &= 1,008 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Perhitungan Momen

### a. Akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{tump} &= 1/12 \times Q_{MS} \times S^2 \\ &= 1/12 \times 6,96 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\ &= 1,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{lap} &= 1/24 \times Q_{MS} \times S^2 \\ &= 1/24 \times 6,96 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\ &= 0,94 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### b. Akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned} M_{tump} &= 5/48 \times Q_{MA} \times S^2 \\ &= 5/48 \times 2,69 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\ &= 0,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{lap} = 5/96 \times Q_{MA} \times S^2$$

$$= 5/96 \times 2,69 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 0,45 \text{ kNm}$$

c. Akibat beban hidup

$$M_{\text{tump}} = 5/32 \times P_{\text{TT}} \times S^2$$

$$= 5/32 \times 157,5 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 44,30 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lap}} = 9/64 \times P_{\text{TT}} \times S^2$$

$$= 9/64 \times 157,5 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 39,87 \text{ kNm}$$

d. Akibat beban angin

- Kondisi layan

$$M_{\text{tump}} = 5/32 \times P_{\text{EW}} \times S^2$$

$$= 5/32 \times 0,74 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 0,21 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lap}} = 9/64 \times P_{\text{EW}} \times S^2$$

$$= 9/64 \times 0,74 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 0,19 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M_{\text{tump}} = 5/32 \times P_{\text{TT}} \times S^2$$

$$= 5/32 \times 1,01 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 0,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{lap}} = 9/64 \times P_{\text{TT}} \times S^2$$

$$= 9/64 \times 1,01 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2$$

$$= 0,26 \text{ kNm}$$

### 3. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Momen Lapangan Dan Tumpuan Pada Pelat

No	Jenis beban	Faktor Beban	Layan	Ultimit	$M_{\text{lap}}$	$M_{\text{tump}}$
					kN.m	kN.m
1	B. Mati	Kms	1	1,3	0,45	1,88
2	B. Mati Tambahan	Kma	1	2,0	0,45	0,91
3	Beban Truk	Ktt	1	1,8	39,87	44,30

5a	Beban angin	Kew	1		0,19	0,21
5b	Beban angin	Kew		1,2	0,26	0,28

a. Momen Lapangan

Tabel 5. 2 Kombinasi 1 Momen Lapangan Pada Pelat

No	Jenis beban	Faktor Beban		Mlap	Layan	Ultimate
		Layan	Ultimate	kN.m	Mlap	Mlap
1	B. Mati	1	1,3	0,45	0,45	0,59
2	B. Mati Tambahan	1	2	0,45	0,45	0,91
3	Beban Truk	1	1,8	39,87	39,87	71,76
5a	Beban angin	1		0,19		
5b	Beban angin		1,2	0,26		
				$\Sigma$	40,78	73,26

Tabel 5. 3 Momen Lapangan Kombinasi 2 Pada Pelat

No	Jenis beban	Faktor Beban		Mlap	Layan	Ultimate
		Layan	Ultimate	kN.m	Mlap	Mlap
1	B. Mati	1	1,3	0,45	0,45	0,59
2	B. Mati Tambahan	1	2	0,45	0,45	0,91
3	Beban Truk	1	1,8	39,87	39,87	39,87
5a	Beban angin	1		0,19		
5b	Beban angin		1,2	0,26		
				$\Sigma$	40,78	41,37

b. Momen Tumpuan

Tabel 5. 4 Momen Tumpuan Kombinasi 1 Pada Pelat

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>tump</sub>	Layan	Ultimate
		Layan	Ultimate	kN.m	M <sub>tump</sub>	M <sub>tump</sub>
1	B. Mati	1	1,3	1,88	1,88	2,44
2	B. Mati Tambahan	1	2	0,91	0,91	1,82
3	Beban Truk	1	1,8	44,30	44,30	79,73
5a	Beban angin	1		0,21		
5b	Beban angin		1,2	0,28		
				$\Sigma$	47,08	83,99

Tabel 5. 5 Momen Tumpuan Kombinasi 2 Pada Pelat

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>tump</sub>	Layan	Ultimate
		Layan	Ultimate	kN.m	M <sub>tump</sub>	M <sub>tump</sub>
1	B. Mati	1	1,3	1,88	1,88	2,44
2	B. Mati Tambahan	1	2	0,91	0,91	1,82
3	Beban Truk	1	1,8	44,30	44,30	44,30
5a	Beban angin	1		0,21		
5b	Beban angin		1,2	0,28		
				Σ	47,08	48,56

#### 4. Penulangan Lapangan Pelat Lantai

##### a. Penulangan Lapangan

Momen Rencana	= 83,9kN.m
Mutu beton	= 30 Mpa
Mutu baja	= 390 Mpa
Tebal pelat lantai	= 290 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm
Tulangan utama	= 16 mm
Tulangan bagi	= 13 mm
Faktor kekuatan	= 0,8

##### b. Penulangan Arah X



Gambar 5. 14 Sketsa penulangan pelat arah X sesudah komposit

Direncanakan menggunakan tulangan D16

Mencari tebal efektif pelat *precast*

$$\begin{aligned}
 dx &= t_s - 20 - \frac{1}{2} D \\
 &= 290 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) \\
 &= 242 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{83993085 \text{ N.mm}}{0,85 \times 1000 \times 242^2} \\
 &= 1,79 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,29 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0036 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\
 &= 0,0337 \\
 \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\
 &= 75\% \times 0,0337 \\
 &= 0,0253 \\
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,79}{390}} \right) \\
 &= 0,0048
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &\leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max} \\
 0,0036 &< 0,0048 < 0,0253
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

c. Penulangan Utama

➤ Menentukan luasan tulangan

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D16

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0048 \times 1000 \times 250$$

$$= 1154,55 \text{ mm}^2$$

Digunakan jarak tulangan sebesar

$$s = \frac{1000 \times A_{s' \text{ tul}}}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{1000 \times 201,06 \text{ mm}^2}{1154,55 \text{ mm}}$$

$$= 174,15 \text{ mm}$$

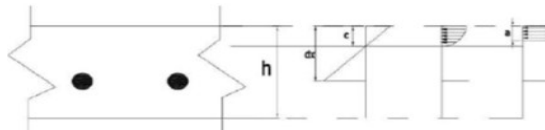
Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ ,  
maka luasan yang digunakan sebesar :

$$A_{sp} = \frac{1000 \times A_{s' \text{ tul}}}{s} = \frac{1000 \times 201,06 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}}$$

$$= 1340,41 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan utama **D16-150**

➤ Kontrol faktor reduksi



Gambar 5. 15 Diagram tegangan pelat arah X  
sesudah komposit

Menentukan tinggi teganga persegi ekuivalen (a)

$$a = \frac{A_{sp} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2}{0,85 \times 30 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}$$

$$= 20,50 \text{ mm}$$

Jarak serat tekan ke sumbu netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,50 \text{ mm}}{0,80}$$

$$= 25,62 \text{ mm}$$

Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right)$$

$$= 0,003 \times \left( \frac{242 \text{ mm}}{25,62 \text{ mm}} - 1 \right)$$

$$= 0,0253$$

Digunakan  $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} \Phi Mn &= \phi \times As \text{ pakai} \times fy \times (dx - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \times (242 \text{ mm} - (0,5 \times 20,50 \text{ mm})) \\ &= 109034777,6 \text{ N.mm} \\ &= 109,03 \text{ kN.m} \\ \Phi Mn &> Mu \\ 109,03 \text{ kN.m} &> 83,993 \text{ kN.m (OK)} \end{aligned}$$

d. Penulangan Susut

Kebutuhan luasan tulangan susut :

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \times As \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 1154,55 \text{ mm}^2 \\ &= 577,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned} As' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{As \text{ perlu}} &= \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{577,28 \text{ mm}} \\ &= 229,93 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ , maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned} As_p &= \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{s} &= \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 884,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D13-150**

e. Kontrol Terhadap Persyaratan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= q_u \left( \frac{lx}{2} - \frac{dx}{1000} \right) \\
 &= 296,04 \text{ kN/m} \left( \frac{1,80 \text{ m}}{2} - \frac{242 \text{ mm}}{1000} \right) \\
 &= 1,95 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= \phi \times (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b \times dx) \\
 &= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 424 \text{ mm}) \\
 &= 168999,80 \text{ N} \\
 &= 168,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } 1/2 \phi V_c &\geq V_u \\
 84,45 \text{ kN} &\geq 1,95 \text{ kN} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

5. Kontrol Pelata. Terhadap retak

Diasumsikan plat beton berumur 7 hari :

$$\begin{aligned}
 f_c'' &= 0,7 \times f_c' &&= 0,7 \times 30 \text{ Mpa} \\
 &= 21,00 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_r &= 0,62 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} &&= 0,62 \times 1 \times \sqrt{21,00 \text{ Mpa}} \\
 &= 2,84 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (290 \text{ mm})^3 \\
 &= 2.032.416.667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} \\
 &= \frac{2,84 \text{ N/mm}^2 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 225.341.435,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &\geq M_x \\
 225.341.435,9 \text{ N.mm} &\geq 83.993.085 \text{ N.mm} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

b. Kontrol lendutan

Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= 1/24 \times Q_{MS} \times S^2 \\
 &= 1/24 \times 6,96 \text{ kN/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 0,94 \quad \text{kNm} \\
 &= 939600 \quad \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen batas retak

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} \\
 &= \frac{2,84 \text{ N/mm}^2 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4}{25,63 \text{ mm}} \\
 &= 225.341.435,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan :

$$\begin{aligned}
 I_g &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (290 \text{ mm})^3 \\
 &= 2.032.416.667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia retak penampang dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu

$$\begin{aligned}
 bx^2/2 - n \times A_s \text{ tul} \times (dx - x) &= 0 \\
 1000x^2/2 - 6 \times 884,88 \times (43,5 - x) &= 0 \\
 500x^2 + 1206,37x - 291941,92 &= 0 \\
 x_1 = 22,99 \text{ mm} ; x_2 = -25,40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

maka dipakai  $x_1 = 22,99 \text{ mm}$ 

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= bx^3 / 2 + n \times A_s \text{ tul} \times (d - x)^2 \\
 &= (1000 \times (22,99 \text{ mm})^2) / 2 + 6 \times 1340,4 \text{ mm} \times \\
 &\quad (242 \text{ mm} - 22,99 \text{ mm})^2 \\
 &= 63.939.639,78 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia efektif

$$\begin{aligned}
 I_e &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \times I_{cr} \leq I_g \\
 &= \left(\frac{225.341.435,9 \text{ N.mm}}{939600 \text{ N.mm}}\right)^3 \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4 + \\
 &\quad \left[1 - \left(\frac{225.341.435,9 \text{ N.mm}}{939600 \text{ N.mm}}\right)^3\right] \times 63939639 \leq I_g \\
 &= 28035408931386000 \text{ mm}^4 > 2.032.416.667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Digunakan nilai  $I_e = 2.032.416.667 \text{ mm}^4$

$$\begin{aligned}
 E_c' &= 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{30} \text{ Mpa} \\
 &= 25743 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (\Delta_i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} \\
 &= \frac{5 \times 9,65 \text{ N/mm}^2 \times 1800^4}{384 \times 25743 \text{ MPa} \times 2.032.416.667 \text{ mm}^4} \\
 &= 2,52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L/240 &= 1800 \text{ mm} / 240 \\
 &= 7,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\Delta = 2,52 \text{ mm} \leq L/240 = 7,50 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

## 6. Penulangan Tumpuan Pelat Lantai

### a. Penulangan Tumpuan

Momen Rencana	= 73,2kN.m
Mutu beton	= 30 Mpa
Mutu baja	= 390 Mpa
Tebal pelat lantai	= 290 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm
Tulangan utama	= 16 mm
Tulangan bagi	= 13 mm
Faktor kekuatan	= 0,8

b. Penulangan Arah X

Gambar 5. 16 Sketsa penulangan pelat arah X sesudah komposit

Direncanakan menggunakan tulangan D16

Mencari tebal efektif pelat *precast*

$$\begin{aligned} dx &= ts - 20 - \frac{1}{2} D \\ &= 290 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 16 \text{ mm}) \\ &= 242 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{73258931,25 \text{ N.mm}}{0,85 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 1,56 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} \\ &= 15,29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0337 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,0337 \\ &= 0,0253 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,56}{390}} \right) \\ &= 0,0041\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcll}\rho_{min} & \leq & \rho_{perlu} & \leq & \rho_{max} \\ 0,0036 & < & 0,0041 & < & 0,0253\end{array}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

c. Penulangan Utama

➤ Menentukan luasan tulangan

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D16

$$\begin{aligned}As' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned}As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0041 \times 1000 \times 250 \\ &= 1001,99 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan sebesar

$$\begin{aligned}s &= \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 201,06\text{mm}^2}{1001,99 \text{ mm}} \\ &= 200,66 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ , maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned}As_p &= \frac{1000 \times As' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 201,06\text{mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 1340,41 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan utama **D16-150**



➤ Kontrol faktor reduksi

Menentukan tinggi tegangan persegi ekuivalen (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s_p} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2}{0,85 \times 30 \text{ N/mm}^2 \times 1000 \text{ mm}} \\ &= 20,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak serat tekan ke sumbu netral (c)

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,50 \text{ mm}}{0,80} \\ &= 25,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left( \frac{242 \text{ mm}}{25,62 \text{ mm}} - 1 \right) \\ &= 0,0253 \end{aligned}$$

Digunakan  $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pakai} \times f_y \times (d_x - 0,5a) \\ &= 0,9 \times 1340,41 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \times (242 \text{ mm} - (0,5 \times 20,50 \text{ mm})) \\ &= 109034777,6 \text{ N.mm} \\ &= 109,03 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &> \mu \\ 109,03 \text{ kN.m} &> 73,26 \text{ kN.m (OK)} \end{aligned}$$

d. Penulangan Susut

Kebutuhan luasan tulangan susut :

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 1001,99 \text{ mm}^2 \\ &= 501,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

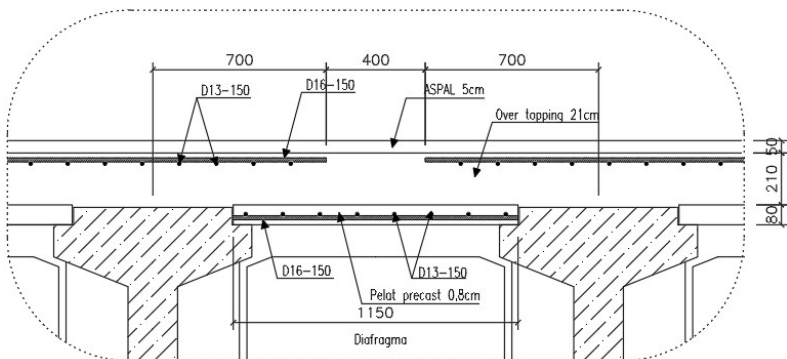
$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{501,00 \text{ mm}} \\ &= 264,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai jarak yang terkecil jadi memakai  $s = 150 \text{ mm}$ ,  
maka luasan yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 884,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D13-150**



Gambar 5. 17 Detail penulangan pelat lantai

## 5.2 Data Teknis Perencanaan Jembatan

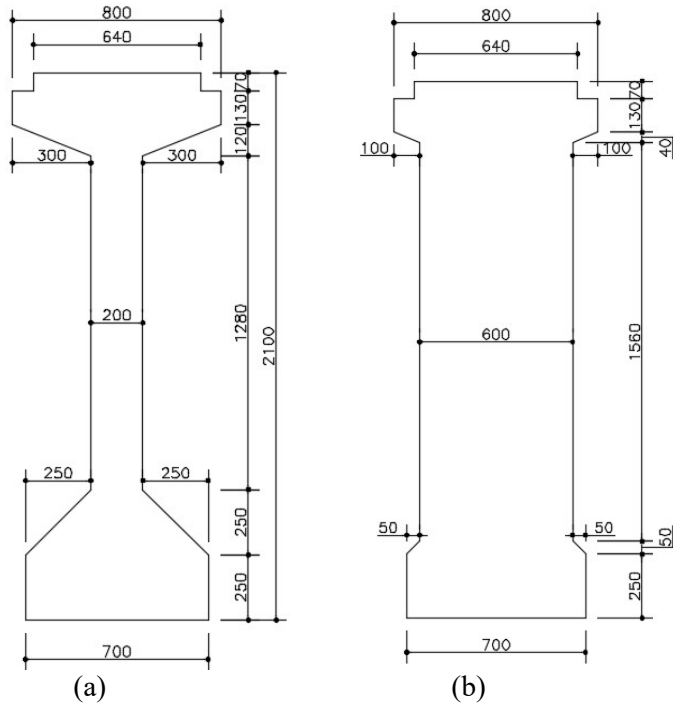
Perencanaan Jembatan Gedangan pada buku ini dibangun melintasi sungai Panggul yang berada di Kecamatan Panggul Kabupaten Trenggalek sebagai akses jalur lintas selatan. Jembatan ini terbagi menjadi dua bentang dengan dua tipe konstruksi yang berbeda, diantaranya I girder prategang dan *voided slab*.

### 5.2.1 Data – Data Jembatan

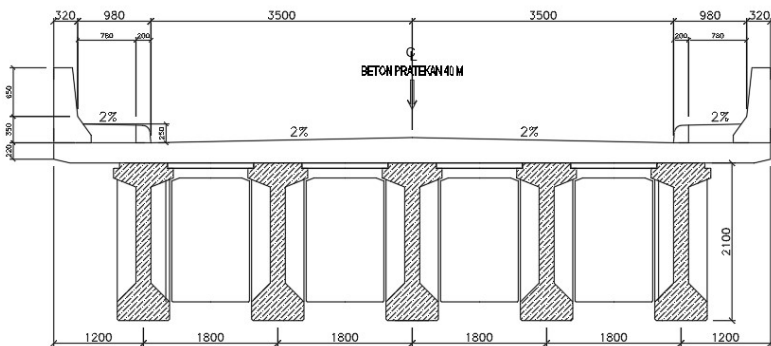
Nama jembatan	: Jembatan Gedangan
Lokasi Jembatan	: Trenggalek
Tipe Jembatan	: <i>Prestressed Concrete I Girder</i> : <i>Voided Slab</i>
Panjang bentang	
- <i>I Girder</i>	: 40 m
- <i>Voided Slab</i>	: 14 m
Lebar badan jalan	: 7 m
Lebar trotoar dan kerb	: 1 m
Tiang sandaran	: 0,5 m
Lebar total	: 10 m
Spasi gelagar I girder	: 1,5 m

Profil I girder mengacu pada brosur PT.WIKA tentang balok beton prategang, sedangkan perencanaan *Voided Slab* direncanakan secara manual. Direncanakan dimensi girder dengan H210 dengan mutu beton. Pemilihan dimensi ini sesuai dengan perumusan pada peraturan, dimana nilai tinggi girder (H) dan Lebar girder (B) minimal disyaratkan :

H	>	L/20	–	L/28
H	>	40/20	–	40/28
H	>	2,0 m	–	1,43 m
H	=	2,1 m		
B	=	H/3		
	=	2,1/3		
	=	0,7 m		



Gambar 5. 18 Dimensi I girder (a) tengah bentang (b) ujung bentang

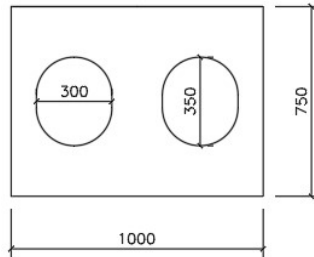


Gambar 5. 19 Potongan melintang I girder

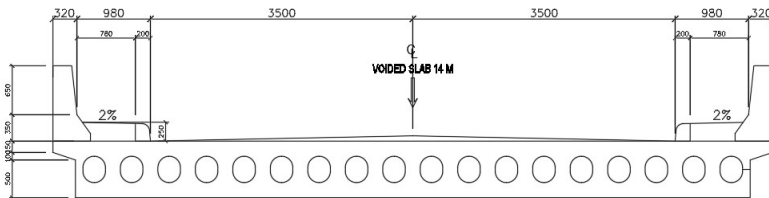
Perencanaan *Voided Slab* mengacu pada peraturan *PCI Design Handbook 8th Edition Chapter 13.2.2* dimana luasan tidak kurang dari 85% total penampang.

$$\begin{array}{rclcl}
 H & > & L/20 & - & L/28 \\
 H & > & 14/20 & - & 14/28 \\
 H & > & 0,70 \text{ m} & - & 0,50 \text{ m} \\
 H & = & 0,75 \text{ m} & & 
 \end{array}$$

Dengan demikian diperoleh tinggi penampang sebesar 0,75 m, lebar penampang direncanakan 1,0 m dengan alasan kemudahan dalam pengangkutan dari pabrik ke lokasi. Direncanakan terdapat dua *void* dengan diameter 0,30 m kearah samping dan 0,35 m kearah vertikal



Gambar 5. 20 Dimensi *Voided Slab*



Gambar 5. 21 Potongan melintang *Voided Slab*

## 5.2.2 Material

### 1. Beton

Direncanakan beton berumur 28 hari mempunyai kekuatan sebesar

$$f_c' = \{0,76 + 0,2 \text{ Log } (f_{ck}/15)\} f_{ck}$$

dimana nilai dari :

$$f_{ck} = 0,098 \times K \quad (\text{MPa})$$

Tabel 5. 6 Nilai kuat tekan komponen

ELEMEN	GELAGAR	VOIDED	PELAT
Mutu beton	K-600	K-400	K-300
Kuat tekan beton $f_c'$ (MPa)	51,67	33,06	24,06

Kuat tekan beton prategang dituliskan dalam rumus umum kuat tekan sebagai fungsi waktu adalah :

$$F_{ci}' = \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t} f_c'$$

$$F_{ci}' = \frac{14}{4,00 + 0,85 \cdot 14} f_c'$$

$$= 0,88 f_c'$$

Dengan demikian kuat tekan beton umur 14 hari untuk I girder adalah  $0,88 \times 51,67$  MPa di dapatkan 45,49 MPa. Sedangkan untuk *Voided Slab* adalah  $0,88 \times 33,06$  MPa di dapatkan 29,11 MPa.

### 2. Baja Prategang

Pada perencanaan ini digunakan spesifikasi baja prategang “*Uncoated Seven Wire Stress Strand Relieved for Prestressed Concrete*” (ASTM A 416 Grade 270) Produksi PT. VSL dengan spesifikasi :

Diameter strand	: 12,7	mm
Luas nominal	: 98,7	mm
Kuat putus	: 184	kN

Batas kuat Tarik	:	1860	MPa
Modulus Elastisitas	:	197000	MPa
3. Baja Tulangan			
Diameter < 13 mm	$f_y$	: 240	MPa
Diameter > 13 mm	$f_y$	: 390	MPa
Modulus elastisitas	:	210000	MPa

### 5.2.3 Tegangan Ijin Bahan

#### 1. Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang Pada Saat Transfer

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

##### a. I Girder

$$\begin{aligned}\sigma_{tekan} &= 0,6 f_{ci}' \\ \sigma_{tekan} &= 0,6 \cdot 45,49 \text{MPa} \\ \sigma_{tekan} &= 27,29 \text{MPa}\end{aligned}$$

##### b. Voided Slab

$$\begin{aligned}\sigma_{tekan} &= 0,6 f_{ci}' \\ \sigma_{tekan} &= 0,6 \cdot 29,11 \text{MPa} \\ \sigma_{tekan} &= 17,47 \text{MPa}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui

##### a. I Girder

$$\begin{aligned}\sigma_{tarik} &= 0,25 \sqrt{f_{ci}'} \\ \sigma_{tarik} &= 0,25 \sqrt{45,49} \\ \sigma_{tarik} &= 1,69 \text{Mpa}\end{aligned}$$

##### b. Voided Slab

$$\begin{aligned}\sigma_{tarik} &= 0,25 \sqrt{f_{ci}'} \\ \sigma_{tarik} &= 0,25 \sqrt{29,11} \\ \sigma_{tarik} &= 1,35 \text{MPa}\end{aligned}$$

## 2. Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang Pada Saat Layan

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

### a. I Girder

$$\sigma_{tekan} = 0,45 f_c'$$

$$\sigma_{tekan} = 0,45 \cdot 51,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tekan} = 23,25 \text{ MPa}$$

### b. *Voided Slab*

$$\sigma_{tekan} = 0,45 f_c'$$

$$\sigma_{tekan} = 0,45 \cdot 33,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tekan} = 14,88 \text{ MPa}$$

## 3. Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar  $2500 \text{ kg/m}^3$ ,  $E_c$  boleh diambil sebesar  $4700\sqrt{f_c'}$

### a. I Girder

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{33,06}$$

$$E_c = 33782,85 \text{ MPa}$$

### b. *Voided Slab*

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$$

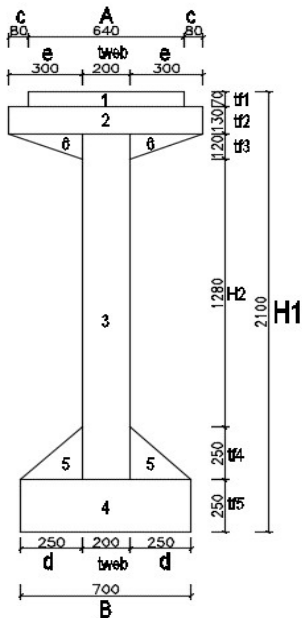
$$E_c = 4700 \sqrt{33,06}$$

$$E_c = 27025,13 \text{ MPa}$$



### 5.3 Analisa Penampang I Girder

#### 5.3.1 Penampang tengah bentang sebelum komposit



Gambar 5. 22 Analisa I girder tengah sebelum komposit

Tabel 5. 7 Analis penampang I girder tengah bentang sebelum komposit

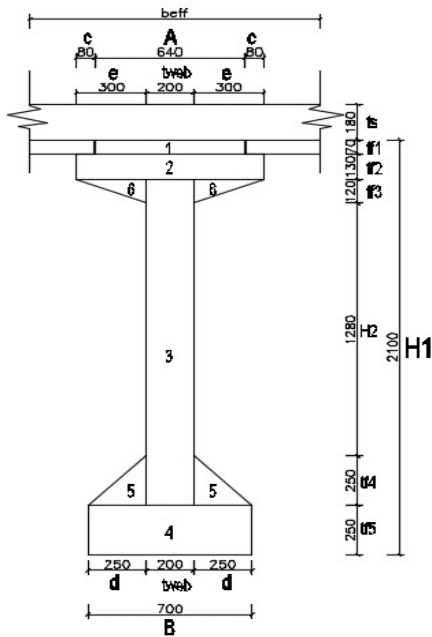
Letak	Lebar	Tinggi	Ac	yi	Ac.yi	Ix
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	600	70	42000	2065	86730000	44599676178
2	800	130	104000	1965	204360000	90151349875
3	200	1650	330000	1140	376200000	78526829146
4	700	250	175000	125	21875000	145737962504
5	250	250	62500	333	20833333	30962963626
6	300	120	36000	1820	65520000	22229053306
			<b>749500</b>		<b>775518333</b>	<b>412207834636</b>

$$\begin{aligned}
 \Sigma Ac.yb &= \Sigma Ac.yi \\
 yb &= \Sigma Ac.yb / \Sigma Ac \\
 &= \frac{775518333}{749500} \\
 &= 1034,71 \text{ mm} \\
 &= 103,471 \text{ cm, dari sisi bawah penampang} \\
 yt &= H1 - yb \\
 &= 2100 - 1034,71 \\
 &= 1065,29 \text{ mm} \\
 &= 106,53 \text{ cm, dari sisi atas penampang} \\
 Ix &= 412207834636 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Menentukan daerah batas kern pada penampang :

$$\begin{aligned}
 Wb &= I/yb \\
 &= \frac{412207834636}{1034,71} \\
 &= 398378425 \text{ mm}^3 \\
 Wt &= I/ybt \\
 &= \frac{412207834636}{1065,29} \\
 &= 386945790 \text{ mm}^3 \\
 kt &= Wb/A \\
 &= \frac{398378425}{749500} \\
 &= 531,53 \text{ mm} \\
 kb &= Wt/A \\
 &= \frac{386945790}{749500} \\
 &= 531,53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### 5.3.2 Penampang tengah bentang setelah komposit



Gambar 5. 23 Analisa I girder tengah sebelum komposit

Tabel 5. 8 Analisis penampang I girder tengah bentang setelah komposit

Letak	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Ac (mm <sup>2</sup> )	yi (mm)	Ac.yi (mm <sup>3</sup> )	Ix (mm <sup>4</sup> )
1	600	70	42000	2065	86730000	44599676178
2	800	130	104000	1965	204360000	90151349875
3	200	1650	330000	1140	376200000	78526829146
4	700	250	175000	125	21875000	145737962504
5	250	250	62500	333	20833333	30962963626
6	300	120	36000	1820	65520000	22229053306
7	1100	200	220000	2200	484000000	298736009723
			<b>969500</b>		<b>1259518333</b>	<b>710943844359</b>

$$\begin{aligned}
 \Sigma Ac.yb &= \Sigma Ac.yi \\
 yb &= \Sigma Ac.yb / \Sigma Ac \\
 &= \frac{775518333}{749500} \\
 &= 1034,71 \text{ mm} \\
 &= 103,471 \text{ cm, dari sisi bawah penampang} \\
 yt &= H1 - yb \\
 &= 2100 - 1034,71 \\
 &= 1065,29 \text{ mm} \\
 &= 106,53 \text{ cm, dari sisi atas penampang} \\
 Ix &= 412207834636 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Menentukan daerah batas kern pada penampang :

$$\begin{aligned}
 Wb &= I/yb \\
 &= \frac{412207834636}{1034,71} \\
 &= 398378425 \text{ mm}^3 \\
 Wt &= I/ybt \\
 &= \frac{412207834636}{1065,29} \\
 &= 386945790 \text{ mm}^3 \\
 kt &= Wb/A \\
 &= \frac{398378425}{749500} \\
 &= 531,53 \text{ mm} \\
 kb &= Wt/A \\
 &= \frac{386945790}{749500} \\
 &= 531,53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## 5.4 Menentukan Gaya Prategang I Girder

### 5.4.1 Analisa pembebanan gelagar I girder

Tabel 5. 9 Faktor Beban dan Berat Jenis Bahan

Beban	Berat Jenis
	(kN/m <sup>3</sup> )
- Beban Mati	
• Beton (Precast)	25
• Beton (Cast In Situ)	25
• Aspal	22
- Beban Hidup	
• Beban Lajur "D"	
• Beban Truck "T"	

#### 1. Beban Mati

##### a. Beban mati merata

Tabel 5. 10 Berat sendiri I girder

SECTION	LUAS	RUMUS	Q
	m <sup>2</sup>		kN/m
Tumpuan (0.00 - 2.10 dan 39.90 - 40.80)	1,3175	$q = A \times BJ$	32,94
Lapangan (2.10 - 39.90)	0,7495	$q = A \times BJ$	18,74

Tabel 5. 11 Berat pelat precast terhadap I girder

Parameter	Ukuran	RUMUS	Q
	m		kN/m
Tebal (t)	0,07	$q = t \cdot l \cdot BJ$	2,10
Panjang Pelat (l)	1,20		

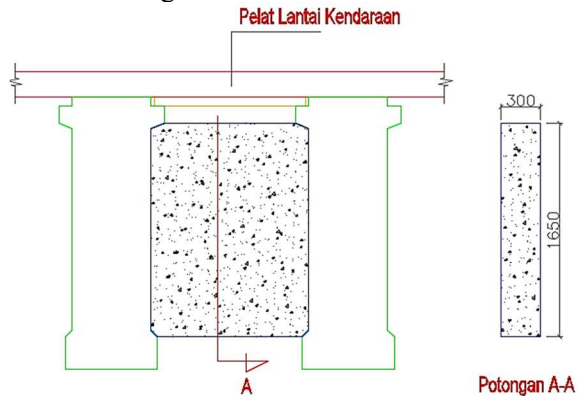
Tabel 5. 12 Berat pelat lantai terhadap I girder

Parameter	Ukuran	RUMUS	Q
	m		kN/m
Tebal (t)	0,2	$q = t \cdot s \cdot BJ$	9,00
Panjang Pelat (s)	1,80		

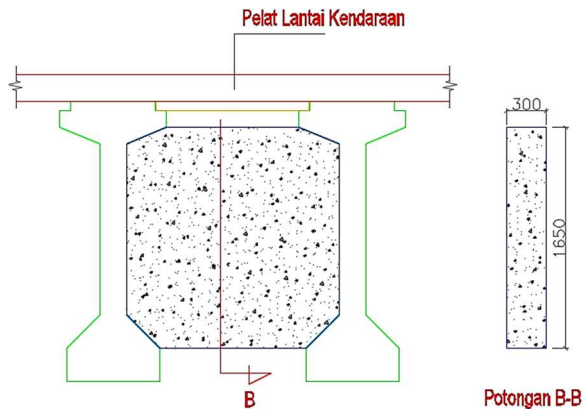
Tabel 5. 13 Berat aspal terhadap I girder

Parameter	Ukuran	RUMUS	Q
	m		kN/m
Tebal (t)	0,05	$q = t \cdot s \cdot BJ$	1,98
Panjang Pelat (s)	1,80		

**b. Beban mati terpusat**  
Beban diafragma



Gambar 5. 24 Diafragma bagian tepi



Gambar 5. 25 Diafragma tengah bentang

Tabel 5. 14 Perhitungan luasan diafragma tengah

Letak	P	L	Luas
	mm	mm	mm <sup>2</sup>
1	1600	1280	2048000
2	1000	120	120000
3	1000	250	250000
4	300	250	75000
5	300	120	36000
$\Sigma A =$			2529000

$$\begin{aligned}
 V &= \Sigma A \times T \\
 &= 2529000 \text{ mm}^2 \times 300 \text{ mm} \\
 &= 758700000 \text{ mm}^3 \\
 &= 0,7587 \text{ m}^3 \\
 P1 &= V \times BJ_{\text{beton}} \\
 &= 0,759 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 18,9676 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 15 Perhitungan luasan diafragma tepi

Letak	P	L	Luas
	mm	mm	mm <sup>2</sup>
1	1200	1560	1872000
2	1000	40	40000
3	1000	50	50000
4	100	50	5000
5	100	40	4000
$\Sigma A =$			1971000

$$\begin{aligned}
 V &= \Sigma A \times T \\
 &= 1971000 \text{ mm}^2 \times 300 \text{ mm} \\
 &= 591300000 \text{ mm}^3 \\
 &= 0,5913 \text{ m}^3 \\
 P1 &= V \times BJ_{\text{beton}} \\
 &= 0,591 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 14,7825 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Beban Hidup

### a. Beban Lajur

Beban terbagi rata (BTR), karena L jembatan lebih dari 30 m, maka didapatkan nilai q :

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{40,8 \text{ m}} \right) \\ &= 7,81 \text{ kPa} \\ &= 7,81 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban garis terpusat (BGT), sesuai dengan peraturan dengan faktor pengali sebesar 40%.

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= 49 \text{ kN/m} \\ &= 49 \times (1 + 0,4) \\ &= 68,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 16 Rekapitulasi beban lajur

Yang Ditinjau	Rumus	Q	P
		(kN/m)	(kN)
- q UDL	UDL x s =	14,06	
- P KEL	KEL x s =		123,48

### b. Beban Truck

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.4.1 dinyatakan beban truk sebesar 112,5 kN/roda setara dengan truk semi trailer dimana jarak antar 2 as belakang dapat diubah antara 4 - 9 meter, guna mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

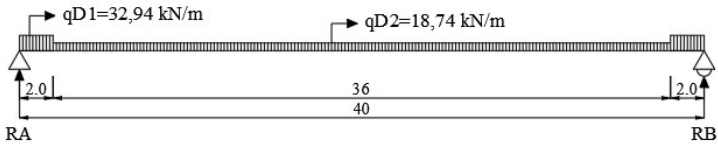
$$\begin{aligned} \text{DLA} &= 40\% \\ P_{\text{TT}} &= 112,5 \text{ kN} \times (1+0,4) \\ &= 157,5 \text{ kN} \end{aligned}$$



## 5.5 Perhitungan Prestress I Girder

### 5.5.1 Perhitungan Momen Simple Beam I Girder

#### 1. Momen akibat beban sendiri



Gambar 5. 26 Pembebanan akibat beban sendiri girder

$$\begin{aligned} Q_{D1} &= q_{D1} \times (x_1 + x_2) \\ &= 32,94 \text{ kN/m} \times (2\text{m} + 2\text{m}) \\ &= 131,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

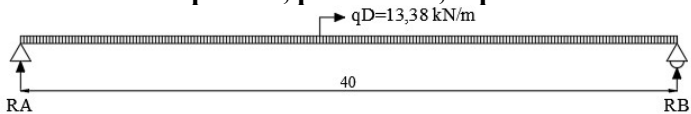
$$\begin{aligned} Q_{D2} &= q_{D2} \times (x_3) \\ &= 18,74 \text{ kN/m} \times (36\text{m}) \\ &= 674,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= 0,5 \times (Q_{D1} + Q_{D2}) \\ &= 0,5 \times (131,8 \text{ kN} + 674,6 \text{ kN}) \\ &= 403,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-20 m adalah :

$$\begin{aligned} M_{D20} &= (R_A \times L/2) - (0,5 \times q_{DL} \times (L/2)^2) \\ &= (403,2 \text{ kN} \times 20\text{m}) - (0,5 \times 18,74 \text{ kN/m} \\ &\quad \times (20\text{m})^2) \\ &= 4315,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 2. Momen akibat precast, pelat lantai, aspal



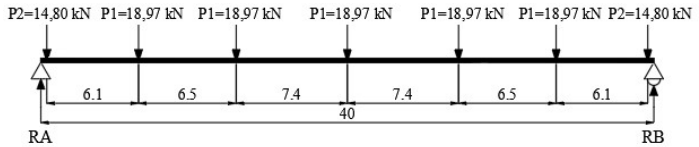
Gambar 5. 27 Pembebanan akibat *precast, topping, aspal*

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= 0,5 \times (q_D) \times L \\ &= 0,5 \times 13,38 \text{ kN/m} \times 40 \text{ m} \\ &= 267,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-20 m adalah :

$$\begin{aligned} MD_{20} &= (RA \times L/2) - (0,5 \times qDL \times (L/2)^2) \\ &= (267,6 \text{ kN} \times 20\text{m}) - (0,5 \times 13,38 \text{ kN/m} \\ &\quad \times (20\text{m})^2) \\ &= 2676,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### c. Momen akibat diafragma



Gambar 5. 28 Pembebanan akibat beban diafragma

$$x_1 = 6,1 \text{ m}$$

$$x_2 = 6,5 \text{ m}$$

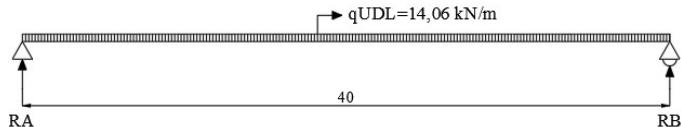
$$x_3 = 7,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} RA=RB &= 0,5 \times (5 \cdot P_1 + 2 \cdot P_2) \\ &= 0,5 \times ((5 \times 18,97 \text{ kN}) + (2 \times 14,80 \text{ kN})) \\ &= 62,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-20 m adalah :

$$\begin{aligned} MD_{20} &= (RA \times L/2) - [P_2(x_1+x_2+x_3)] - [P_1(x_2+x_3)] - [P_1 \cdot x_3] \\ &= 1244,0 \text{ kN.m} - 295,6 \text{ kN.m} - 263,6 \text{ kN.m} \\ &\quad - 140,35 \text{ kN.m} \\ &= 544,4 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 3. Momen akibat BTR



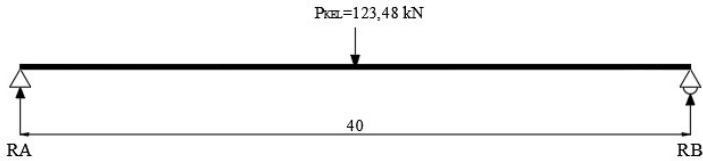
Gambar 5. 29 Pembebanan akibat beban terbagi rata

$$\begin{aligned} RA=RB &= 0,5 \times (q_{BTR}) \times L \\ &= 0,5 \times 14,06 \text{ kN/m} \times 40 \text{ m} \\ &= 283,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-20 m adalah :

$$\begin{aligned} MD_{20} &= (RA \times L/2) - (0,5 \times qDL \times (L/2)^2) \\ &= (283,5 \text{ kN} \times 20\text{m}) - (0,5 \times 14,06 \text{ kN/m} \\ &\quad \times (20\text{m})^2) \\ &= 2835,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 4. Momen akibat P BGT



Gambar 5. 30 Rekapitulasi momen pada I girder

$$\begin{aligned} RA=RB &= 0,5 \times P_{BGT} \\ &= 0,5 \times 123,48 \text{ kN} \\ &= 61,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-20 m adalah :

$$\begin{aligned} MD_{20} &= P_{BGT} \times L/4 \\ &= 123,48 \text{ kN} \times (40\text{m}/4) \\ &= 1210,1 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 17 Rekapitulasi momen maksimum pada I girder

No	Keterangan	Momen	
1	Saat Transfer	Mg	4315,5 kN.m
2	Saat Konstruksi	Mp	7428,8 kN.m
3	Saat Layan	Mt	11473,9 kN.m

Dari tabel diatas didapatkan Mg adalah momen akibat berat sendiri girder, Mp adalah momen berat girder, pelat *precast*, *topping*, diafragma, dan aspal, sedangkan Mt adalah momen saat jembatan dalam keadaan layan.

### 5.5.2 Menentukan Tegangan Awal I Girder ( $F_0$ )

$$F = \frac{Mt}{0,65 \times h} = \frac{11437,90 \text{ kN.m}}{0,65 \times 2,1 \text{ m}} \\ = 8405,81 \text{ kN}$$

Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 20% maka tegangan awal yang dibutuhkan adalah :

$$F_0 = \frac{F}{0,80} = \frac{8405,81 \text{ kN}}{0,80} \\ = 10916,64 \text{ kN}$$

### 5.5.3 Menentukan Kabel Strand I Girder

“*Uncoated Seven Wire Stress Strand Relieved for Prestressed Concrete*” (ASTM A 416 Grade 270) Produksi PT. VSL dengan spesifikasi :

Diameter strand	: 12,7	mm
Luas nominal	: 98,7	mm
Kuat putus	: 184	kN
Batas kuat Tarik	: 1860	MPa
Modulus Elastisitas	: 197000	MPa

Besar gaya prategang 1 kabel ( $f_{pe}$ ) adalah 70% dari batas beban putus :

$$F_{pe} = 70\% \times 186,0 \text{ kN/cm}^2 \\ = 130,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{F_0}{\hat{f}_{pe}} = \frac{10916,64 \text{ kN}}{130,2 \text{ kN/cm}^2} \\ = 83,15 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah *strand* yang dibutuhkan adalah :

$$n_s = \frac{A_{sp}}{A_s} = \frac{83,15 \text{ cm}^2}{0,987 \text{ cm}^2} \\ = 85 \text{ Strand}$$

Tabel 5. 18 Rekapitulasi perencanaan tendon

Posisi tendon	Jumlah kabel	A tendon	Jacking Force	Fo
		cm <sup>2</sup>		kN
1	21	20,73	0,70	2698,93
2	22	21,72	0,70	2827,45
3	21	20,73	0,70	2698,93
4	21	20,73	0,70	2698,93
	<b>85</b>	<b>83,90</b>		<b>10924,24</b>

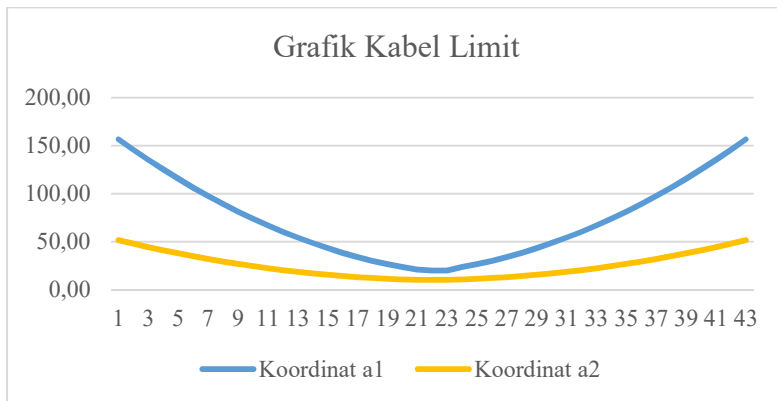
Tabel 5. 19 Gaya prategang yang diberikan dari dua sisi

Tendon	F <sub>0</sub> Kiri		F <sub>0</sub> Kanan		TOTAL
	%	kN	%	kN	kN
1	65	1754,30	55	1484,41	3238,71
2	65	1837,84	55	1555,10	3392,94
3	65	1754,30	55	1484,41	3238,71
4	65	1754,30	55	1484,41	3238,71
		<b>7100,75</b>		<b>6008,32</b>	<b>13109,08</b>

Tabel 5. 20 Rekapitulasi kabel limit

x	Mg	Mt	Awal	Komposit	a1	a2
m	kN.m	kN.m	Mg/Fo	Mt/F	cm	cm
0	0,00	0,00	0,00	0,00	156,62	51,84
1	393,78	935,26	3,61	11,13	145,50	48,24
2	768,83	1832,56	7,04	21,80	134,82	44,80
3	1125,13	2691,87	10,31	32,02	124,60	41,54
4	1462,70	3513,22	13,40	41,80	114,83	38,45
5	1781,53	4296,60	16,32	51,11	105,51	35,52
6	2081,63	5042,00	19,07	59,98	96,64	32,78
7	2362,98	5749,43	21,65	68,40	88,23	30,20
8	2625,60	6418,89	24,05	76,36	80,26	27,79
9	2869,48	7050,37	26,29	83,87	72,75	25,56
10	3094,63	7643,88	28,35	90,94	65,69	23,50
11	3301,03	8199,42	30,24	97,54	59,08	21,61
12	3488,70	8716,99	31,96	103,70	52,92	19,89
13	3657,63	9196,59	33,51	109,41	47,22	18,34

14	3807,83	9638,21	34,88	114,66	41,96	16,96
15	3939,28	10041,86	36,09	119,46	37,16	15,76
16	4052,00	10407,54	37,12	123,81	32,81	14,73
17	4145,98	10735,25	37,98	127,71	28,91	13,87
18	4221,23	11024,98	38,67	131,16	25,46	13,18
19	4277,73	11276,74	39,19	134,15	22,47	12,66
20	4315,50	11490,53	39,53	136,70	19,93	12,31
21	4277,73	11276,74	39,19	134,15	22,47	12,66
22	4221,23	11024,98	38,67	131,16	25,46	13,18
23	4145,98	10735,25	37,98	127,71	28,91	13,87
24	4052,00	10407,54	37,12	123,81	32,81	14,73
25	3939,28	10041,86	36,09	119,46	37,16	15,76
26	3807,83	9638,21	34,88	114,66	41,96	16,96
27	3657,63	9196,59	33,51	109,41	47,22	18,34
28	3488,70	8716,99	31,96	103,70	52,92	19,89
29	3301,03	8199,42	30,24	97,54	59,08	21,61
30	3094,63	7643,88	28,35	90,94	65,69	23,50
31	2869,48	7050,37	26,29	83,87	72,75	25,56
32	2625,60	6418,89	24,05	76,36	80,26	27,79
33	2362,98	5749,43	21,65	68,40	88,23	30,20
34	2081,63	5042,00	19,07	59,98	96,64	32,78
35	1781,53	4296,60	16,32	51,11	105,51	35,52
36	1462,70	3513,22	13,40	41,80	114,83	38,45
37	1125,13	2691,87	10,31	32,02	124,60	41,54
38	768,83	1832,56	7,04	21,80	134,82	44,80
39	393,78	935,26	3,61	11,13	145,50	48,24
40	0,00	0,00	0,00	0,00	156,62	51,84



Gambar 5. 31 Grafik letak kabel limit

#### 5.5.4 Menentukan Ordinat c.g.s I Girder

Dengan diperolehnya grafik kabel limit, maka dapat ditentukan posisi tendon yang akan dipasang. Dalam perencanaan ini menggunakan 4 tendon.

Ujung kiri

Tendon 1 : 156 cm

Tendon 2 : 121 cm

Tendon 3 : 86 cm

Tendon 4 : 51 cm

Tengah bentang

Tendon 1 : 20 cm

Tendon 2 : 11 cm

Tendon 3 : 11 cm

Tendon 4 : 11 cm

Ujung kanan

Tendon 1 : 156 cm

Tendon 2 : 121 cm

Tendon 3 : 86 cm

Tendon 4 : 51 cm

Didapatkan persamaan :

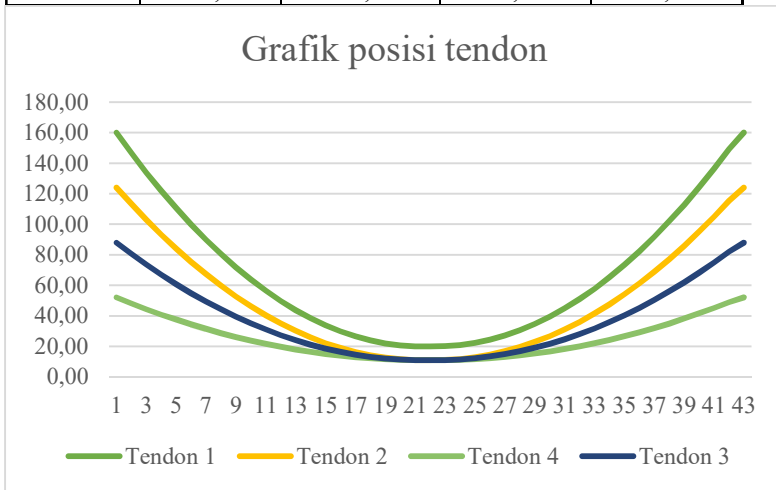
$$\begin{aligned}
 z1 &= 0,0000340 \quad x^2 \quad -0,136000 \quad x \quad + \quad 156 \\
 z2 &= 0,0000275 \quad x^2 \quad -0,110000 \quad x \quad + \quad 121 \\
 z3 &= 0,0000188 \quad x^2 \quad -0,075000 \quad x \quad + \quad 86 \\
 z4 &= 0,0000100 \quad x^2 \quad -0,040000 \quad x \quad + \quad 51
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 21 Posisi tendon terhadap sisi bawah I girder

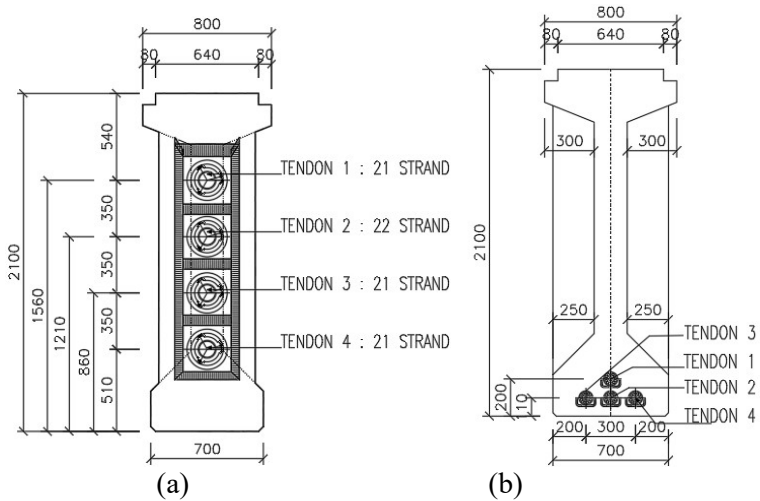
Jarak (m)	Tendon 1 (cm)	Tendon 2 (cm)	Tendon 3 (cm)	Tendon 4 (cm)
0	156,00	121,00	86,00	51,00
1	142,74	110,28	78,69	47,10
2	130,16	100,10	71,75	43,40
3	118,26	90,48	65,19	39,90
4	107,04	81,40	59,00	36,60
5	96,50	72,88	53,19	33,50
6	86,64	64,90	47,75	30,60
7	77,46	57,48	42,69	27,90
8	68,96	50,60	38,00	25,40
9	61,14	44,28	33,69	23,10
10	54,00	38,50	29,75	21,00
11	47,54	33,28	26,19	19,10
12	41,76	28,60	23,00	17,40
13	36,66	24,48	20,19	15,90
14	32,24	20,90	17,75	14,60
15	28,50	17,88	15,69	13,50
16	25,44	15,40	14,00	12,60
17	23,06	13,48	12,69	11,90
18	21,36	12,10	11,75	11,40
19	20,34	11,28	11,19	11,10
20	20,00	11,00	11,00	11,00
21	20,34	11,28	11,19	11,10
22	21,36	12,10	11,75	11,40
23	23,06	13,48	12,69	11,90
24	25,44	15,40	14,00	12,60
25	28,50	17,88	15,69	13,50
26	32,24	20,90	17,75	14,60
27	36,66	24,48	20,19	15,90



28	41,76	28,60	23,00	17,40
29	47,54	33,28	26,19	19,10
30	54,00	38,50	29,75	21,00
31	61,14	44,28	33,69	23,10
32	68,96	50,60	38,00	25,40
33	77,46	57,48	42,69	27,90
34	86,64	64,90	47,75	30,60
35	96,50	72,88	53,19	33,50
36	107,04	81,40	59,00	36,60
37	118,26	90,48	65,19	39,90
38	130,16	100,10	71,75	43,40
39	142,74	110,28	78,69	47,10
40	156,00	121,00	86,00	51,00



Gambar 5. 32 Grafik posisi tendon I girder



Gambar 5. 33 (a) Posisi tendon ujung bentang, (b) Posisi tendon tengah bentang

$$e = \frac{(F1xy1)+(F2xy2)+(F3xy3)+(F4xy4)}{F1+F2+F3+F4}$$

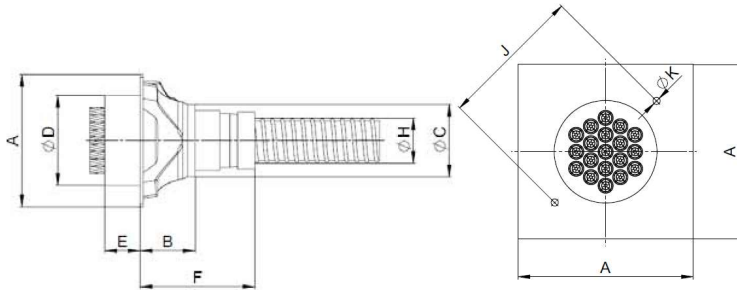
Tabel 5. 22 Eksentrisitas sebelum dan sesudah komposit

Jarak (m)	Sebelum Komposit (cm)	Setelah komposit (cm)
0	34,77	34,79
1	31,49	31,51
2	31,18	30,14
3	33,20	31,41
4	35,12	38,87
5	40,37	45,88
6	46,93	52,44
7	53,04	58,55
8	58,69	64,21
9	63,89	69,41
10	68,64	74,16
11	72,94	78,46

12	76,79	82,30
13	80,18	85,70
14	83,12	88,64
15	85,61	91,13
16	87,64	93,16
17	89,23	94,74
18	90,36	95,88
19	91,04	96,55
20	91,26	96,78
21	91,04	96,55
22	90,36	95,88
23	89,23	94,74
24	87,64	93,16
25	85,61	91,13
26	83,12	88,64
27	80,18	85,70
28	76,79	82,30
29	72,94	78,46
30	68,64	74,16
31	63,89	69,41
32	58,69	64,21
33	53,04	58,55
34	46,93	52,44
35	40,37	45,88
36	35,12	38,87
37	33,20	31,41
38	31,16	23,61
39	32,53	24,98
40	34,77	34,79

### 5.5.5 Menentukan tipe angker yang digunakan

Penggunaan angker mengacu pada *PT. VSL Brochure*, dimana digunakan angker tipe SC 0,5 dan tipe P. berikut adalah detail dimensi dari masing-masing angker :



(Sumber : vsl strand post tensioning systems)

Gambar 5. 34 Detail anker tipe SC 0,5

Tabel 5. 23 Dimensi anker tipe SC 0,5

Unit	□A	B	ØC	ØD	E	F	ØH <sup>(2)</sup>	J <sup>(1)</sup>	ØK
5-4	135	100	42	90	46	100	42	134	11
5-7	165	100	57	110	51	100	57	177	11
5-12	215	160	75	150	56	160	75	212	11
5-19	265	210	90	180	71	210	100	283	11
5-22	290	215	100	190	80	215	100	318	11
5-27	315	300	100	220	85	300	100	354	11
5-31	315	300	110	230	90	300	110	354	11
5-37	370	320	120	240	100	320	120	431	11
5-42	390	340	129	260	105	340	129	460	11
5-48	430	340	138	280	125	340	138	516	11
5-55	465	340	153	290	125	340	153	566	13

(Sumber : vsl strand post tensioning systems)

## 5.6 Kehilangan prategang I girder

Dalam analisa kehilangan prategang, I girder dibagi menjadi beberapa section dengan panjang per satu meter. Dengan tujuan pada setiap meternya dapat terkontrol dengan baik.

1. Kehilangan Prategang Langsung
  - a. Akibat gesekan
  - b. Pengankuran
  - c. Perpendekan elastis

2. Kehilangan Prategang Tak Langsung
  - a. Akibat susut beton
  - b. Akibat rangkai
  - c. Akibat relaksasi baja

### 5.6.1 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat gesekan kabel

Kehilangan prategang akibat penggunaan tendon selubung logam fleksibel dengan strand untaian 7 kawat diantaranya :

Efek *wobble* (K) : 0,0016

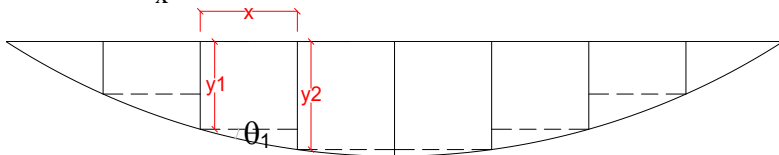
Efek lengkung ( $\mu$ ) : 0,150

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

$$F_2 = (F_1 (-K.L . -\alpha.\mu)) + F_1$$

Pada tahap awal adalah menentukan nilai perpendekan sudut luar tendon ( $\alpha$ ).

$$\alpha = \frac{y_2 - y_1}{x}$$



Gambar 5. 35 Sudut pusat dari tendon

Tabel 5. 24 Nilai  $\alpha$  pada setiap *section*

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
m	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
0	0,066	0,054	0,0366	0,0195
1	0,063	0,051	0,0347	0,0185
2	0,060	0,048	0,0328	0,0175
3	0,056	0,045	0,0309	0,0165

4	0,053	0,043	0,0291	0,0155
5	0,049	0,040	0,0272	0,0145
6	0,046	0,037	0,0253	0,0135
7	0,043	0,034	0,0234	0,0125
8	0,039	0,032	0,0216	0,0115
9	0,036	0,029	0,0197	0,0105
10	0,032	0,026	0,0178	0,0095
11	0,029	0,023	0,0159	0,0085
12	0,026	0,021	0,0141	0,0075
13	0,022	0,018	0,0122	0,0065
14	0,019	0,015	0,0103	0,0055
15	0,015	0,012	0,0084	0,0045
16	0,012	0,010	0,0066	0,0035
17	0,009	0,007	0,0047	0,0025
18	0,005	0,004	0,0028	0,0015
19	0,002	0,001	0,0009	0,0005
20	-0,002	-0,001	-0,0009	-0,0005
21	-0,005	-0,004	-0,0028	-0,0015
22	-0,009	-0,007	-0,0047	-0,0025
23	-0,012	-0,010	-0,0066	-0,0035
24	-0,015	-0,012	-0,0084	-0,0045
25	-0,019	-0,015	-0,0103	-0,0055
26	-0,022	-0,018	-0,0122	-0,0065
27	-0,026	-0,021	-0,0141	-0,0075
28	-0,029	-0,023	-0,0159	-0,0085
29	-0,032	-0,026	-0,0178	-0,0095
30	-0,036	-0,029	-0,0197	-0,0105
31	-0,039	-0,032	-0,0216	-0,0115
32	-0,043	-0,034	-0,0234	-0,0125
33	-0,046	-0,037	-0,0253	-0,0135
34	-0,049	-0,040	-0,0272	-0,0145
35	-0,053	-0,043	-0,0291	-0,0155
36	-0,056	-0,045	-0,0309	-0,0165
37	-0,059	-0,048	-0,0328	-0,0175
38	-0,063	-0,051	-0,0347	-0,0185
39	-0,066	-0,054	-0,0366	-0,0195
40	-0,020	-0,015	-0,0108	-0,0064

Tabel 5. 25 Kehilangan gaya prategang akibat gesekan penarikan dua sisi

Section	Tendon 1		Tendon 2		Tendon 3		Tendon 4	
	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN
0	1754,3	1060,7	1837,8	1171,1	1754,3	1199,6	1754,3	1287,0
1	1729,4	1074,9	1816,2	1183,8	1739,3	1208,4	1745,0	1292,1
2	1706,1	1090,4	1795,8	1197,9	1725,1	1218,8	1736,1	1299,0
3	1684,2	1105,3	1776,6	1211,5	1711,7	1228,8	1727,6	1305,6
4	1663,8	1119,7	1758,7	1224,6	1699,0	1238,5	1719,5	1312,0
5	1644,7	1133,4	1741,8	1237,1	1687,0	1247,7	1711,7	1318,2
6	1627,0	1146,6	1726,1	1249,1	1675,8	1256,6	1704,4	1324,2
7	1610,5	1159,1	1711,5	1260,4	1665,3	1265,0	1697,4	1329,9
8	1595,4	1170,9	1697,9	1271,2	1655,4	1273,0	1690,8	1335,4
9	1581,4	1182,0	1685,4	1281,4	1646,3	1280,6	1684,5	1340,6
10	1568,7	1192,4	1673,9	1290,9	1637,8	1287,7	1678,6	1345,6
11	1557,1	1202,1	1663,4	1299,7	1629,9	1294,4	1673,1	1350,3
12	1546,7	1211,1	1653,9	1308,0	1622,7	1300,6	1667,9	1354,8
13	1537,4	1219,2	1645,3	1315,5	1616,2	1306,4	1663,1	1359,0
14	1529,1	1226,6	1637,7	1322,3	1610,3	1311,7	1658,6	1363,0
15	1522,0	1233,2	1631,0	1328,5	1605,0	1316,5	1654,4	1366,7
16	1516,0	1239,0	1625,3	1333,9	1600,3	1320,8	1650,6	1370,1
17	1511,0	1243,9	1620,4	1338,6	1596,2	1324,7	1647,2	1373,2
18	1507,0	1248,1	1616,5	1342,6	1592,8	1328,1	1644,0	1376,1
19	1504,1	1251,3	1613,5	1345,9	1589,9	1331,0	1641,2	1378,7
20	1501,2	1253,8	1610,4	1348,4	1587,1	1333,3	1638,4	1381,1
21	1497,2	1256,2	1606,5	1350,9	1583,7	1335,7	1635,3	1383,4
22	1492,3	1259,5	1601,8	1354,2	1579,6	1338,6	1631,9	1386,1
23	1486,3	1263,7	1596,1	1358,3	1575,0	1342,0	1628,1	1389,0
24	1479,4	1268,7	1589,6	1363,1	1569,9	1345,9	1624,1	1392,2
25	1471,5	1274,7	1582,3	1368,7	1564,1	1350,4	1619,7	1395,7
26	1462,7	1281,5	1574,1	1375,0	1557,8	1355,3	1615,0	1399,5
27	1452,9	1289,3	1565,1	1382,2	1550,9	1360,8	1610,0	1403,5
28	1442,1	1298,0	1555,2	1390,1	1543,5	1366,9	1604,7	1407,9
29	1430,5	1307,6	1544,6	1398,9	1535,5	1373,4	1599,0	1412,6
30	1418,0	1318,2	1533,2	1408,5	1527,0	1380,6	1593,1	1417,5
31	1404,7	1329,9	1521,1	1419,0	1518,0	1388,3	1586,9	1422,8
32	1390,5	1342,5	1508,2	1430,3	1508,5	1396,5	1580,4	1428,4
33	1375,5	1356,2	1494,6	1442,5	1498,4	1405,4	1573,6	1434,2

34	1359,7	1371,0	1480,3	1455,7	1487,9	1414,8	1566,5	1440,4
35	1343,2	1386,9	1465,3	1469,8	1476,8	1424,8	1559,2	1446,9
36	1325,9	1403,9	1449,6	1484,7	1465,3	1435,4	1551,5	1453,7
37	1308,0	1422,1	1433,3	1500,8	1453,3	1446,7	1543,6	1460,9
38	1289,5	1441,6	1416,4	1517,8	1440,9	1458,6	1535,4	1468,4
39	1270,3	1462,3	1399,0	1535,9	1428,1	1471,1	1526,9	1476,2
40	1263,3	1484,4	1392,1	1555,1	1422,7	1484,4	1522,6	1484,4

Tabel 5. 26 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat gaya gesek

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
<i>m</i>	F	F	F	F
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
0	2814,98	3008,94	2953,87	3041,34
1	2804,36	2999,99	2947,73	3037,08
2	2796,47	2993,71	2943,94	3035,06
3	2789,52	2988,14	2940,54	3033,21
4	2783,43	2983,22	2937,49	3031,52
5	2778,13	2978,91	2934,78	3029,98
6	2773,54	2975,15	2932,39	3028,58
7	2769,60	2971,90	2930,28	3027,31
8	2766,25	2969,11	2928,44	3026,17
9	2763,44	2966,74	2926,84	3025,14
10	2761,12	2964,76	2925,47	3024,22
11	2759,23	2963,12	2924,32	3023,41
12	2757,74	2961,81	2923,35	3022,69
13	2756,59	2960,78	2922,56	3022,07
14	2755,77	2960,01	2921,94	3021,53
15	2755,23	2959,49	2921,47	3021,07
16	2754,95	2959,17	2921,14	3020,69
17	2754,89	2959,06	2920,93	3020,39
18	2755,05	2959,12	2920,85	3020,15
19	2755,41	2959,35	2920,88	3019,97
20	2754,92	2958,86	2920,42	3019,53
21	2753,43	2957,48	2919,38	3018,77
22	2751,79	2955,99	2918,25	3017,97
23	2750,02	2954,38	2917,06	3017,13
24	2748,14	2952,68	2915,80	3016,26



25	2746,18	2950,91	2914,49	3015,37
26	2744,16	2949,08	2913,14	3014,45
27	2742,13	2947,22	2911,76	3013,51
28	2740,10	2945,36	2910,37	3012,56
29	2738,13	2943,52	2908,97	3011,61
30	2736,25	2941,74	2907,60	3010,65
31	2734,51	2940,06	2906,26	3009,70
32	2732,97	2938,50	2904,97	3008,77
33	2731,68	2937,12	2903,76	3007,85
34	2730,70	2935,94	2902,64	3006,97
35	2730,09	2935,03	2901,64	3006,11
36	2729,91	2934,42	2900,78	3005,31
37	2730,24	2934,17	2900,08	3004,55
38	2731,15	2934,33	2899,58	3003,86
39	2732,73	2934,96	2899,30	3003,24
40	2747,80	2947,65	2907,17	3007,01

### 5.6.2 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat slip anker

Besar kecilnya slip anker bergantung pada tegangan kabel dan bentuk baji (*wedge*) yang digunakan. Asumsi slip anker yang terjadi pada perhitungan ini sebesar 2 mm.

$$\begin{aligned} \text{ACN} &= \frac{\Delta a \cdot E_s}{L} = \frac{0,002 \text{ m} \times 197000000 \text{ kN/m}^2}{40 \text{ m}} \\ &= 9850,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta F = \Delta f_s \times A_{ps}$$

Tabel 5. 27 Prosentase kehilangan akibat slip anker

Tendo n	$\Delta \text{FACN}$ kN	Slip	
		Kiri	Kanan
1	20,42	0,53%	0,53%
2	21,39	0,53%	0,53%
3	20,42	0,53%	0,53%
4	20,42	0,53%	0,53%
		2,12%	2,12%

Tabel 5. 28 Kehilangan gaya prategang akibat slip anker penarikan dua sisi

Section	Tendon 1		Tendon 2		Tendon 3		Tendon 4	
	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN	$F_{kiri}$ kN	$F_{kanan}$ kN
0	1754,3	1060,5	1837,8	1170,9	1754,3	1199,4	1754,3	1286,9
1	1729,2	1074,8	1816,0	1183,6	1739,1	1208,2	1744,8	1291,9
2	1705,9	1090,2	1795,6	1197,7	1724,9	1218,6	1735,9	1298,8
3	1684,0	1105,2	1776,4	1211,3	1711,5	1228,7	1727,4	1305,4
4	1663,5	1119,5	1758,4	1224,4	1698,8	1238,3	1719,3	1311,9
5	1644,5	1133,3	1741,6	1236,9	1686,8	1247,6	1711,5	1318,1
6	1626,8	1146,4	1725,9	1248,9	1675,6	1256,4	1704,2	1324,0
7	1610,3	1158,9	1711,2	1260,3	1665,1	1264,8	1697,2	1329,7
8	1595,2	1170,7	1697,7	1271,0	1655,2	1272,8	1690,5	1335,2
9	1581,2	1181,9	1685,2	1281,2	1646,0	1280,4	1684,3	1340,4
10	1568,5	1192,3	1673,7	1290,7	1637,5	1287,5	1678,4	1345,4
11	1556,9	1202,0	1663,2	1299,6	1629,7	1294,2	1672,9	1350,1
12	1546,5	1210,9	1653,6	1307,8	1622,5	1300,4	1667,7	1354,6
13	1537,1	1219,1	1645,1	1315,3	1616,0	1306,2	1662,8	1358,8
14	1528,9	1226,5	1637,5	1322,2	1610,0	1311,5	1658,3	1362,8
15	1521,8	1233,0	1630,8	1328,3	1604,8	1316,3	1654,2	1366,5
16	1515,8	1238,8	1625,0	1333,7	1600,1	1320,7	1650,4	1369,9
17	1510,8	1243,8	1620,2	1338,5	1596,0	1324,5	1646,9	1373,1
18	1506,8	1247,9	1616,3	1342,4	1592,6	1327,9	1643,8	1375,9
19	1503,9	1251,2	1613,3	1345,7	1589,7	1330,8	1641,0	1378,6
20	1501,0	1253,6	1610,2	1348,2	1586,9	1333,2	1638,2	1380,9
21	1497,0	1256,0	1606,3	1350,8	1583,4	1335,5	1635,1	1383,3
22	1492,1	1259,3	1601,5	1354,1	1579,4	1338,4	1631,7	1385,9
23	1486,1	1263,5	1595,9	1358,1	1574,8	1341,8	1627,9	1388,8
24	1479,2	1268,6	1589,4	1362,9	1569,7	1345,8	1623,9	1392,0
25	1471,3	1274,5	1582,0	1368,5	1563,9	1350,2	1619,5	1395,5
26	1462,5	1281,3	1573,9	1374,8	1557,6	1355,2	1614,8	1399,3
27	1452,7	1289,1	1564,8	1382,0	1550,7	1360,7	1609,8	1403,3
28	1441,9	1297,8	1555,0	1389,9	1543,3	1366,7	1604,5	1407,7
29	1430,3	1307,4	1544,4	1398,7	1535,3	1373,3	1598,8	1412,4
30	1417,8	1318,1	1533,0	1408,3	1526,8	1380,4	1592,9	1417,3
31	1404,5	1329,7	1520,9	1418,8	1517,8	1388,1	1586,7	1422,6
32	1390,3	1342,3	1508,0	1430,1	1508,3	1396,3	1580,2	1428,2
33	1375,3	1356,0	1494,4	1442,4	1498,2	1405,2	1573,4	1434,0
34	1359,5	1370,8	1480,1	1455,5	1487,7	1414,6	1566,3	1440,2

35	1343,0	1386,7	1465,1	1469,6	1476,6	1424,6	1559,0	1446,8
36	1325,8	1403,7	1449,4	1484,6	1465,1	1435,3	1551,3	1453,6
37	1307,9	1422,0	1433,2	1500,6	1453,2	1446,5	1543,4	1460,7
38	1289,4	1441,4	1416,3	1517,6	1440,8	1458,4	1535,2	1468,2
39	1270,2	1462,2	1398,8	1535,7	1427,9	1471,0	1526,8	1476,1
40	1263,2	1484,4	1392,4	1555,1	1422,6	1484,4	1522,4	1484,4

Tabel 5. 29 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat slip anker

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
<i>m</i>	F	F	F	F
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
0	2814,84	3008,78	2953,71	3041,17
1	2803,99	2999,60	2947,34	3036,68
2	2796,10	2993,32	2943,55	3034,66
3	2789,15	2987,74	2940,15	3032,81
4	2783,06	2982,83	2937,10	3031,12
5	2777,76	2978,52	2934,40	3029,58
6	2773,17	2974,76	2932,00	3028,18
7	2769,23	2971,50	2929,89	3026,91
8	2765,89	2968,71	2928,05	3025,76
9	2763,08	2966,35	2926,45	3024,74
10	2760,75	2964,36	2925,09	3023,82
11	2758,87	2962,73	2923,93	3023,01
12	2757,37	2961,42	2922,96	3022,29
13	2756,23	2960,39	2922,18	3021,67
14	2755,40	2959,62	2921,55	3021,13
15	2754,86	2959,09	2921,08	3020,67
16	2754,58	2958,78	2920,75	3020,29
17	2754,53	2958,66	2920,55	3019,99
18	2754,69	2958,73	2920,46	3019,75
19	2755,04	2958,96	2920,50	3019,57
20	2754,56	2958,46	2920,04	3019,13
21	2753,06	2957,09	2918,99	3018,37
22	2751,42	2955,60	2917,87	3017,57
23	2749,65	2953,99	2916,67	3016,73
24	2747,78	2952,29	2915,42	3015,86
25	2745,82	2950,52	2914,11	3014,97

26	2743,80	2948,69	2912,75	3014,05
27	2741,76	2946,83	2911,38	3013,11
28	2739,74	2944,97	2909,98	3012,16
29	2737,76	2943,13	2908,59	3011,21
30	2735,89	2941,35	2907,21	3010,25
31	2734,15	2939,67	2905,87	3009,31
32	2732,61	2938,11	2904,59	3008,37
33	2731,32	2936,73	2903,37	3007,45
34	2730,34	2935,56	2902,25	3006,57
35	2729,72	2934,64	2901,25	3005,72
36	2729,55	2934,03	2900,39	3004,91
37	2729,88	2933,78	2899,70	3004,16
38	2730,79	2933,94	2899,19	3003,46
39	2732,37	2934,57	2898,91	3002,84
40	2747,63	2947,47	2906,98	3006,81

### 5.6.3 Kehilangan gaya prategang pada I girder akibat perpendekan elastis

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

Dimana nilai untuk  $K_{ES}$  adalah 0,5 untuk struktur pascatarik, sedangkan  $f_{cir}$  adalah tegangan beton yang melalui titik berat baja prategang (c.g.s) dengan  $Mg$  adalah momen akibat berat sendiri girder sedangkan  $e$  adalah eksentrisitas per satu tendon.

$$f_{cir} = \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{Mg \cdot e}{I}$$

$$I = 41220783,5 \quad \text{cm}^4$$

$$A = 7495,0 \quad \text{cm}^2$$

Tabel 5. 30 Nilai  $f_{cir}$  kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

Section	Tendon 1		Tendon 2		Tendon 3		Tendon 4	
	$f_{cir\text{kiri}}$ MPa	$f_{cir\text{kanan}}$ MPa	$f_{cir\text{kiri}}$ MPa	$f_{cir\text{kanan}}$ MPa	$f_{cir\text{kiri}}$ MPa	$f_{cir\text{kanan}}$ MPa	$f_{cir\text{kiri}}$ MPa	$f_{cir\text{kanan}}$ MPa
0	3,42	2,07	3,59	2,29	3,42	2,34	3,42	2,51
1	2,53	1,44	2,68	1,62	2,55	1,66	2,56	1,80

2	2,07	1,16	2,20	1,31	2,10	1,35	2,11	1,46
3	1,93	1,13	2,06	1,28	1,97	1,30	1,99	1,41
4	2,10	1,37	2,22	1,51	2,15	1,53	2,17	1,63
5	1,91	1,22	2,04	1,36	1,97	1,38	2,00	1,47
6	1,43	0,76	1,57	0,90	1,50	0,91	1,54	1,01
7	0,92	0,25	1,07	0,40	1,00	0,40	1,05	0,50
8	0,39	-0,30	0,56	-0,14	0,49	-0,13	0,55	-0,03
9	-0,15	-0,86	0,03	-0,68	-0,04	-0,68	0,03	-0,58
10	-0,69	-1,42	-0,49	-1,23	-0,56	-1,23	-0,48	-1,12
11	-1,22	-1,96	-1,00	-1,76	-1,07	-1,77	-0,98	-1,65
12	-1,73	-2,49	-1,49	-2,27	-1,56	-2,29	-1,46	-2,16
13	-2,21	-2,98	-1,95	-2,75	-2,02	-2,77	-1,91	-2,64
14	-2,66	-3,43	-2,38	-3,19	-2,45	-3,22	-2,33	-3,08
15	-3,06	-3,84	-2,77	-3,58	-2,84	-3,61	-2,70	-3,48
16	-3,41	-4,19	-3,10	-3,92	-3,17	-3,96	-3,03	-3,82
17	-3,70	-4,48	-3,38	-4,20	-3,45	-4,24	-3,31	-4,10
18	-3,93	-4,70	-3,61	-4,42	-3,68	-4,46	-3,53	-4,32
19	-4,10	-4,86	-3,77	-4,58	-3,84	-4,62	-3,69	-4,48
20	-4,20	-4,95	-3,87	-4,66	-3,94	-4,71	-3,78	-4,56
21	-4,12	-4,85	-3,79	-4,56	-3,86	-4,61	-3,70	-4,46
22	-3,98	-4,67	-3,65	-4,39	-3,72	-4,43	-3,56	-4,29
23	-3,77	-4,42	-3,46	-4,15	-3,52	-4,19	-3,36	-4,06
24	-3,51	-4,10	-3,20	-3,84	-3,26	-3,89	-3,11	-3,76
25	-3,20	-3,73	-2,90	-3,47	-2,95	-3,52	-2,80	-3,40
26	-2,83	-3,29	-2,54	-3,05	-2,58	-3,10	-2,44	-2,99
27	-2,42	-2,81	-2,15	-2,59	-2,18	-2,64	-2,04	-2,54
28	-1,97	-2,29	-1,71	-2,08	-1,74	-2,14	-1,60	-2,04
29	-1,49	-1,74	-1,25	-1,55	-1,27	-1,60	-1,13	-1,52
30	-0,98	-1,17	-0,76	-1,00	-0,77	-1,05	-0,64	-0,98
31	-0,46	-0,59	-0,26	-0,44	-0,26	-0,49	-0,14	-0,43
32	0,06	-0,02	0,25	0,12	0,25	0,07	0,37	0,12
33	0,57	0,54	0,75	0,67	0,75	0,61	0,87	0,66
34	1,06	1,07	1,23	1,19	1,24	1,13	1,35	1,17
35	1,51	1,57	1,67	1,68	1,69	1,62	1,80	1,65
36	1,65	1,75	1,81	1,86	1,83	1,79	1,95	1,82
37	1,41	1,57	1,58	1,68	1,61	1,60	1,74	1,62
38	1,45	1,67	1,64	1,79	1,67	1,70	1,82	1,71
39	1,79	2,12	2,01	2,25	2,06	2,14	2,23	2,15
40	2,47	2,90	2,72	3,04	2,78	2,90	2,97	2,90

Tabel 5. 31 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

Section	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
<i>m</i>	<i>ES</i>	<i>ES</i>	<i>ES</i>	<i>ES</i>
	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
0	35,39	39,64	37,14	38,24
1	25,58	29,01	27,13	28,09
2	20,76	23,72	22,17	23,04
3	19,72	22,52	21,07	21,90
4	22,34	25,21	23,67	24,48
5	20,20	22,99	21,56	22,38
6	14,11	16,69	15,55	16,41
7	7,52	9,92	9,07	10,00
8	0,60	2,85	2,29	3,32
9	6,48	4,36	4,62	3,50
10	13,56	11,56	11,52	10,29
11	20,50	18,60	18,28	16,94
12	27,18	25,36	24,77	23,32
13	33,46	31,72	30,87	29,33
14	39,24	37,57	36,49	34,85
15	44,43	42,82	41,54	39,81
16	48,93	47,39	45,92	44,12
17	52,68	51,20	49,58	47,72
18	55,63	54,19	52,45	50,56
19	57,71	56,31	54,50	52,58
20	58,91	57,56	55,69	53,76
21	57,75	56,35	54,53	52,60
22	55,69	54,25	52,50	50,60
23	52,78	51,29	49,65	47,78
24	49,05	47,51	46,02	44,20
25	44,58	42,98	41,66	39,91
26	39,43	37,76	36,64	34,97
27	33,68	31,94	31,04	29,46
28	27,43	25,61	24,96	23,47
29	20,79	18,88	18,49	17,10
30	13,87	11,86	11,74	10,46
31	6,81	4,68	4,85	3,67
32	0,25	2,51	2,05	3,13
33	7,15	9,57	8,81	9,82

34	13,72	16,32	15,28	16,22
35	19,78	22,59	21,27	22,18
36	21,88	24,77	23,35	24,25
37	19,19	22,02	20,71	21,64
38	20,09	23,12	21,73	22,74
39	25,23	28,76	27,07	28,21
40	34,55	38,83	36,55	37,81

Rekapitulasi kehilangan prategang awal :

**1. Akibat gesekan kabel**

$$\begin{aligned} \text{Tendon 1} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2747,8}{2814,98}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 2,39\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 2} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2947,80}{3008,94}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 2,04\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 3} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2907,17}{2953,87}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 1,58\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 4} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{3007,01}{3041,34}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 1,13\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \%FR &= 2,39\% + 2,04\% + 1,58\% + 1,13\% \\ &= 7,13\% \end{aligned}$$

**2. Akibat slip angker**

$$\begin{aligned} \%ANC &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{1263,2}{1754,3}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 2,39\% \end{aligned}$$

**3. Akibat perpendekan elastis**

$$\begin{aligned} \text{Tendon 1} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2713,08}{2779,45}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 2,39\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 2} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2908,64}{2969,15}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 2,04\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 3} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2870,43}{1916,57}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 1,58\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tendon 4} &= \left[1 - \left(\frac{F_1}{F_2}\right)\right] \cdot 100\% = \left[1 - \left(\frac{2969,00}{3002,92}\right)\right] \cdot 100\% \\ &= 1,13\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \%ES &= 2,39\% + 2,04\% + 1,58\% + 1,13\% \\ &= 7,14\% \end{aligned}$$

#### 5.6.4 Kehilangan gaya pratekan I girder akibat rangkakan beton

Kehilangan gaya pratekan I girder akibat rangkakan untuk nilai  $K_{CR}$  adalah 1,60 karena komponen pasca tarik, sedangkan yang dimaksud  $f_{cfs}$  adalah tegangan beton pada garis berat tendon akibat seluruh beban mati pada jembatan.

$$CR = K_{CR} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cfs}) \times A_{tn}$$

Dimana :

CR : Kehilangan prategang akibat rangkakan

Kcr : 1,6 untuk komponen pasca tarik, 2,0 untuk komponen pratarik

Es : Modulus elastisitas tendon prategang

Ec : Modulus elastisitas beton umur 28 hari

$f_{cir}$  : Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s)

$f_{cfs}$  : Tegangan beton pada garis tendon akibat seluruh beban mati

Atn : Luasan tendon yang digunakan

$$f_{cir} = \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e^2}{I_x} + \frac{M_g \cdot e}{I_x}$$

$$f_{cfs} = \frac{M_d \cdot e}{I_x}$$



Dimana :

F : Gaya yang terjadi

Ac : Luas penampang girder

I : Momen inersia girder

e : Eksentrisitas gaya

Mt : Momen total saat layan

Md : Momen total akibat seluruh beban mati

Tabel 5. 32 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat rangkai beton

Section	$F_{cir}$	$F_{eds}$	$\Delta CR$	F
<i>m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
0	100,98	0,000	942,161	10725,930
1	102,07	0,665	946,131	10731,663
2	104,99	2,565	955,653	10722,286
3	137,04	11,370	1172,516	10492,127
4	147,94	16,949	1222,154	10416,269
5	159,77	23,132	1274,897	10358,222
6	172,30	29,759	1329,945	10315,397
7	185,11	36,678	1384,883	10276,142
8	197,97	43,749	1438,895	10240,460
9	209,98	50,840	1484,808	10176,854
10	221,20	57,829	1524,317	10102,773
11	231,79	64,604	1559,867	10034,337
12	241,60	71,064	1591,118	9972,293
13	250,51	77,113	1617,809	9917,272
14	258,42	82,670	1639,755	9869,797
15	265,24	87,659	1656,830	9830,289
16	270,90	92,018	1668,964	9799,077
17	275,34	95,691	1676,138	9776,405
18	278,52	98,634	1678,368	9762,437
19	280,41	100,810	1675,711	9757,264
20	280,92	102,195	1667,584	9758,687
21	280,25	100,810	1674,173	9752,117
22	278,24	98,634	1675,767	9753,648
23	274,93	95,691	1672,306	9763,245

24	270,34	92,018	1663,763	9780,799
25	264,52	87,659	1650,153	9806,127
26	257,54	82,670	1631,533	9838,959
27	249,46	77,113	1608,013	9878,940
28	240,38	71,064	1579,755	9925,622
29	230,41	64,604	1546,988	9978,452
30	219,67	57,829	1510,006	10036,771
31	208,31	50,840	1469,184	10099,804
32	196,21	43,749	1422,455	10153,278
33	183,24	36,678	1367,430	10176,097
34	170,34	29,759	1311,655	10201,520
35	157,74	23,132	1255,942	10229,568
36	145,85	16,949	1202,696	10271,932
37	134,91	11,370	1152,686	10331,263
38	124,77	6,564	1102,915	10376,792
39	115,73	2,711	1054,491	10404,926
40	99,19	0,000	925,452	10535,703

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%CR &= 1 - \frac{F_1}{F_2} \times 100\% &&= 1 - \frac{10535,703 \text{ kN}}{10725,93 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= 1,77\% \end{aligned}$$

### 5.6.5 Kehilangan gaya pratekan I girder akibat susut beton

Seiring berlalunya waktu, gaya prategang mengalami pengurangan akibat susut beton. Asumsi kabel dan beton bersifat monolit karena saluran tendon di injeksi agar deformasi arah memanjang sama.

$$\epsilon_{SH} = \epsilon_{SH} \times K_{SH} \times E_s$$

Dari persamaan diatas didapatkan:

$$\epsilon_{SH} = 0,0000082 \left( 1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

(0,06 digunakan apabila  $V/S$  dalam satuan inchi, sedangkan dalam satuan cm digunakan 0,00236)

$V$  = Volume penampang I girder

- S = Luas permukaan I girder yang berkontak dengan udara  
 RH = Kelembapan udara  
 = 75% (Asumsi)  
 Ksh = 14 setelah curing  
 = 0,64 (*T.Y LIN & H. BURNS Tabel 4-4 Hal. 109*)

Tabel 5. 33 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat susut beton

Section	Volume	Luas Permukaan	V/S	SH.Atn	F
<i>m</i>	<i>cm<sup>3</sup></i>	<i>cm<sup>2</sup></i>	<i>cm</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>
0	0,00	0,000	0,000	216,86	10509,070
1	749500,00	5754,862	130,238	150,21	10581,457
2	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10549,833
3	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10319,674
4	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10243,816
5	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10185,768
6	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10142,943
7	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10103,689
8	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10068,007
9	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10004,400
10	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9930,320
11	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9861,884
12	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9799,839
13	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9744,819
14	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9697,344
15	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9657,836
16	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9626,624
17	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9603,951
18	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9589,983
19	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9584,811
20	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9586,233
21	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9579,664
22	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9581,195
23	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9590,791
24	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9608,346
25	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9633,673
26	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9666,506
27	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9706,487

28	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9753,168
29	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9805,998
30	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9864,317
31	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9927,350
32	969500,00	11173,489	86,768	172,45	9980,825
33	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10003,643
34	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10029,067
35	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10057,115
36	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10099,479
37	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10158,809
38	969500,00	11173,489	86,768	172,45	10204,339
39	749500,00	5754,862	130,238	150,21	10254,721
40	0,00	0,000	0,000	216,86	10318,843

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%SH &= 1 - \frac{F1}{F2} \times 100\% && = 1 - \frac{10318,84 \text{ kN}}{10509,07 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= \mathbf{1,81\%} \end{aligned}$$

### 5.6.6 Kehilangan gaya pratekan I girder akibat relaksasi

Kehilangan gaya prategang I girder akibat relaksasi dimana regangan konstan tetapi tegangan berkurang, ini terjadi secara perlahan-lahan bergantung pada waktu.

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

Dimana :

Penentuan nilai-nilai dalam rumus tersebut diperoleh dari buku “*Desain Struktur Beton Prategang Lyn, T.Y, Burns, Ned H.*”

Nilai  $K_{RE}$  = 138 didapatkan dari *Strand* atau *stress-relieved* derajat 1860 Mpa dan nilai  $J = 0,15$

Nilai  $C$  = 0,75 didapatkan dari nilai  $f_{pi}/f_{py}$  yang terjadi sebesar 0,7

$\Delta RE$  =  $RE \times A_{tn}$

$A_{tn}$  = Luasan penampang tendon

Tabel 5. 34 Rekapitulasi kehilangan prategang akibat relaksasi baja

<b>Section</b>	<b><math>\Delta</math> FRE</b>	<b>F</b>
<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	721,09	9787,980
1	732,71	9848,747
2	731,40	9818,434
3	707,51	9612,168
4	700,74	9543,074
5	695,77	9489,996
6	692,32	9450,622
7	689,09	9414,595
8	686,11	9381,902
9	679,83	9324,573
10	672,23	9258,086
11	665,15	9196,731
12	658,68	9141,161
13	652,89	9091,927
14	647,86	9049,484
15	643,64	9014,196
16	640,28	8986,348
17	637,80	8966,150
18	636,24	8953,742
19	635,61	8949,201
20	635,98	8950,252
21	635,77	8943,896
22	636,51	8944,685
23	638,20	8952,594
24	640,81	8967,532
25	644,33	8989,342
26	648,71	9017,793
27	653,91	9052,578
28	659,86	9093,307
29	666,50	9139,500
30	673,73	9190,585
31	681,47	9245,885
32	688,08	9292,745

33	691,19	9312,456
34	694,52	9334,551
35	698,05	9359,063
36	703,09	9396,385
37	709,92	9448,887
38	715,06	9489,281
39	720,58	9534,141
40	723,27	9595,572

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%RE &= 1 - \frac{F1}{F2} \times 100\% &&= 1 - \frac{9595,57\text{kN}}{9787,98\text{ kN}} \times 100\% \\ &= \mathbf{1,97\%} \end{aligned}$$

Jumlah total kehilangan prategang adalah :

$$\begin{aligned} \mathbf{LOSS} &= FR + ACN + ES + CR + SH + RE \\ &= 7,13\% + 2,39\% + 7,14\% + 1,77\% + 1,81\% + 1,97\% \\ &= \mathbf{22,21\%} \end{aligned}$$

## 5.7 Kontrol Tegangan I Girder

### 5.7.1 Kondisi Sesaat Setelah Transfer

Gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat slip angker, gesek, dan perpendekan elastis. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah akibat berat sendiri girder (Mg) dan nilai eksentrisitas sebelum komposit.

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$0,17 \leq \frac{F}{Ac} - \frac{F \cdot e}{Wt} + \frac{Mg}{Wt}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$2,72 \geq \frac{F}{Ac} + \frac{F \cdot e}{Wb} - \frac{Mg}{Wb}$$

Tabel 5. 35 Kontrol tegangan I girder kondisi sesaat setelah transfer

Section	Gaya	Tegangan ( $f$ )			
		ATAS		BAWAH	
m	kN	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL
0	11668,09	0,1550	OK	2,2219	OK
1	11677,79	0,3560	OK	2,0287	OK
2	11677,94	0,4621	OK	1,9257	OK
3	11664,64	0,4932	OK	1,8928	OK
4	11638,42	0,5222	OK	1,8593	OK
5	11633,12	0,4467	OK	1,9315	OK
6	11645,34	0,3268	OK	2,0504	OK
7	11661,03	0,2152	OK	2,1620	OK
8	11679,36	0,1118	OK	2,2662	OK
9	11661,66	0,0188	OK	2,3529	OK
10	11627,09	0,0636	OK	2,4259	OK
11	11594,20	0,1366	OK	2,4901	OK
12	11563,41	0,2004	OK	2,5458	OK
13	11535,08	0,2552	OK	2,5933	OK
14	11509,55	0,3011	OK	2,6328	OK
15	11487,12	0,3385	OK	2,6645	OK
16	11468,04	0,3675	OK	2,6888	OK
17	11452,54	0,3882	OK	2,7057	OK
18	11440,80	0,4007	OK	2,7154	OK
19	11432,98	0,4051	OK	2,7181	OK
20	11426,27	0,4011	OK	2,7129	OK
21	11426,29	0,4042	OK	2,7159	OK
22	11429,42	0,3992	OK	2,7117	OK
23	11435,55	0,3860	OK	2,7001	OK
24	11444,56	0,3646	OK	2,6812	OK
25	11456,28	0,3349	OK	2,6547	OK
26	11470,49	0,2968	OK	2,6206	OK
27	11486,95	0,2501	OK	2,5786	OK
28	11505,38	0,1948	OK	2,5286	OK
29	11525,44	0,1307	OK	2,4704	OK
30	11546,78	0,0576	OK	2,4038	OK
31	11568,99	0,0246	OK	2,3285	OK
32	11575,73	0,1168	OK	2,2403	OK
33	11543,53	0,2192	OK	2,1343	OK

34	11513,17	0,3292	OK	2,0212	OK
35	11485,51	0,4469	OK	1,9013	OK
36	11474,63	0,5202	OK	1,8279	OK
37	11483,95	0,4900	OK	1,8591	OK
38	11479,71	0,4583	OK	1,8890	OK
39	11459,42	0,3204	OK	2,0188	OK
40	11461,15	0,1523	OK	2,1825	OK

### 5.7. 2 Kondisi Konstruksi

Kondisi ini merupakan gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat slip anker, gesek, dan perpendekan elastis. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah akibat berat sendiri girder, pelat lantai, diafragma, dan beban lain saat konstruksi ( $M_p$ ).

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$0,17 \leq \frac{F}{A_c} - \frac{F \cdot e}{W_t} + \frac{M_p}{W_t}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$2,72 \geq \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e}{W_b} - \frac{M_p}{W_b}$$

Tabel 5. 36 Kontrol tegangan I girder kondisi konstruksi

Section	Gaya	Tegangan ( $f$ )			
		ATAS		BAWAH	
m	kN	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL
0	11668,09	0,16	OK	2,22	OK
1	11677,79	0,42	OK	1,96	OK
2	11677,94	0,59	OK	1,80	OK
3	11664,64	0,69	OK	1,70	OK
4	11638,42	0,78	OK	1,61	OK
5	11633,12	0,76	OK	1,63	OK
6	11645,34	0,69	OK	1,70	OK
7	11661,03	0,63	OK	1,76	OK
8	11679,36	0,57	OK	1,82	OK
9	11661,66	0,52	OK	1,86	OK
10	11627,09	0,48	OK	1,90	OK



11	11594,20	0,45	OK	1,92	OK
12	11563,41	0,42	OK	1,94	OK
13	11535,08	0,40	OK	1,96	OK
14	11509,55	0,38	OK	1,97	OK
15	11487,12	0,37	OK	1,97	OK
16	11468,04	0,37	OK	1,97	OK
17	11452,54	0,37	OK	1,97	OK
18	11440,80	0,37	OK	1,96	OK
19	11432,98	0,38	OK	1,95	OK
20	11426,27	0,40	OK	1,93	OK
21	11426,29	0,39	OK	1,95	OK
22	11429,42	0,38	OK	1,96	OK
23	11435,55	0,37	OK	1,97	OK
24	11444,56	0,37	OK	1,97	OK
25	11456,28	0,38	OK	1,96	OK
26	11470,49	0,39	OK	1,96	OK
27	11486,95	0,40	OK	1,94	OK
28	11505,38	0,43	OK	1,93	OK
29	11525,44	0,45	OK	1,90	OK
30	11546,78	0,49	OK	1,87	OK
31	11568,99	0,53	OK	1,84	OK
32	11575,73	0,58	OK	1,79	OK
33	11543,53	0,63	OK	1,73	OK
34	11513,17	0,69	OK	1,67	OK
35	11485,51	0,76	OK	1,60	OK
36	11474,63	0,77	OK	1,58	OK
37	11483,95	0,68	OK	1,67	OK
38	11479,71	0,59	OK	1,76	OK
39	11459,42	0,39	OK	1,95	OK
40	11461,15	0,15	OK	2,18	OK

### 5.7.3 Kondisi Layan

Kondisi ini merupakan gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat total kehilangan gaya prategang. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah momen saat jembatan dalam kondisi layan (Mt).

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$-0,36 \leq \frac{F}{A_c} - \frac{F_o \cdot e}{W_t} + \frac{M_t}{W_t}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$2,32 \geq \frac{F}{A_c} + \frac{F_o \cdot e}{W_b} - \frac{M_t}{W_b}$$

Tabel 5. 37 Kontrol tegangan I girder kondisi konstruksi

Section	Gaya	Tegangan ( <i>f</i> )			
		ATAS		BAWAH	
m	kN	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL	kN/cm <sup>2</sup>	KONTROL
0	11668,09	0,75	OK	1,95	OK
1	11677,79	0,90	OK	1,71	OK
2	11677,94	1,01	OK	1,51	OK
3	11664,64	1,09	OK	1,38	OK
4	11638,42	1,09	OK	1,39	OK
5	11633,12	1,08	OK	1,39	OK
6	11645,34	1,08	OK	1,40	OK
7	11661,03	1,08	OK	1,40	OK
8	11679,36	1,08	OK	1,40	OK
9	11661,66	1,09	OK	1,39	OK
10	11627,09	1,09	OK	1,38	OK
11	11594,20	1,09	OK	1,36	OK
12	11563,41	1,10	OK	1,34	OK
13	11535,08	1,11	OK	1,32	OK
14	11509,55	1,12	OK	1,29	OK
15	11487,12	1,14	OK	1,26	OK
16	11468,04	1,15	OK	1,23	OK
17	11452,54	1,17	OK	1,20	OK
18	11440,80	1,19	OK	1,17	OK
19	11432,98	1,21	OK	1,14	OK
20	11426,27	1,23	OK	1,10	OK
21	11426,29	1,21	OK	1,13	OK
22	11429,42	1,19	OK	1,17	OK
23	11435,55	1,17	OK	1,20	OK
24	11444,56	1,15	OK	1,23	OK
25	11456,28	1,14	OK	1,25	OK

26	11470,49	1,12	OK	1,28	OK
27	11486,95	1,11	OK	1,30	OK
28	11505,38	1,10	OK	1,32	OK
29	11525,44	1,09	OK	1,34	OK
30	11546,78	1,09	OK	1,36	OK
31	11568,99	1,08	OK	1,37	OK
32	11575,73	1,08	OK	1,38	OK
33	11543,53	1,08	OK	1,38	OK
34	11513,17	1,08	OK	1,37	OK
35	11485,51	1,08	OK	1,36	OK
36	11474,63	1,08	OK	1,36	OK
37	11483,95	1,08	OK	1,35	OK
38	11479,71	1,09	OK	1,34	OK
39	11459,42	0,96	OK	1,53	OK
40	11461,15	0,73	OK	1,91	OK

## 5.8 Kontrol Lendutan I Girder

Metode yang digunakan dalam memperhitungkan besar lendutan yang terjadi adalah *Load Balancing*.

### 5.8.1 Kondisi Sesaat Setelah Transfer

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi transfer :

$$F = F_0 - (F_{ACN} + F_F + F_{ES})$$

$$= 11426,27 \quad \text{kN}$$

$$e = 91,04 \quad \text{cm}$$

$$q_g = 0,20 \quad \text{kN/cm} \quad (\text{berat girder/cm})$$

$$Eci' = 3170,02 \quad \text{kN/cm}^2$$

$$I_x = 41220783,46 \quad \text{cm}^4$$

$$L = 4000 \quad \text{cm}$$

2. Gaya akhir

$$q_b = 8 \times F \times \frac{e}{L^2}$$

$$= 8 \times 11426,27 \text{ kN} \times \frac{91,04 \text{ cm}}{(4000 \text{ cm})^2}$$

$$= 0,52 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas})$$

$$\begin{aligned} q &= q_b - q_g \\ &= 0,52 \text{ kN/cm} - 0,20 \text{ kN/cm} \\ &= 0,32 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

3. Diperoleh lendutan sebesar

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x} \\ &= \frac{5 \times 0,32 \text{ kN/cm} \times (4000 \text{ cm})^4}{384 \times 3170,2 \text{ kN/cm}^2 \times 412200783 \text{ cm}^4} \\ &= 8,12 \text{ cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

### 5.8.2 Kondisi Konstruksi

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi konstruksi :

$$\begin{aligned} F &= F_o - (F_{ACN} + F_F + F_{ES}) \\ &= 11426,27 \quad \text{kN} \\ e &= 91,04 \quad \text{cm} \\ q_k &= 0,32 \quad \text{kN/cm} \quad (\text{berat girder/cm}) \\ E_{ci}' &= 3170,02 \quad \text{kN/cm}^2 \\ I_x &= 41220783,46 \quad \text{cm}^4 \\ L &= 4000 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

2. Gaya akhir

$$\begin{aligned} q_b &= 8 \times F \times \frac{e}{L^2} \\ &= 8 \times 11426,27 \text{ kN} \times \frac{91,04 \text{ cm}}{(4000 \text{ cm})^2} \\ &= 0,52 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \\ q &= q_b - q_g \\ &= 0,52 \text{ kN/cm} - 0,32 \text{ kN/cm} \\ &= 0,20 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

3. Diperoleh lendutan sebesar

$$\begin{aligned}
 (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x} \\
 &= \frac{5 \times 0,20 \text{ kN/cm} \times (4000\text{cm})^4}{384 \times 3170,2 \text{ kN/cm}^2 \times 41220783,46 \text{ cm}^4} \\
 &= 5,21 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad (\text{ke atas})
 \end{aligned}$$

### 5.8.3 Kondisi Layan

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi layan :

$$\begin{aligned}
 F &= F_o - (\text{Total Loss}) \\
 &= 9278,22 \text{ kN} \\
 e &= 96,55 \text{ cm} \\
 q_{DL} &= 0,36 \text{ kN/cm} \\
 q_{LL} &= 0,14 \text{ kN/cm} \\
 P_{LL} &= 123,48 \text{ kN} \\
 E_c &= 33782,85 \text{ kN/cm}^2 \\
 I_x &= 71094384,44 \text{ cm}^4 \\
 L &= 4000 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

2. Gaya akhir

$$\begin{aligned}
 q_b &= 8 \times F \times \frac{e}{L^2} \\
 &= 8 \times 8631,20 \text{ kN} \times \frac{96,55 \text{ cm}}{(4000\text{cm})^2} \\
 &= 0,45 \text{ kN/cm} \qquad \qquad \qquad (\text{ke atas}) \\
 q &= q_b - q_{DL} \\
 &= 0,45 \text{ kN/cm} - 0,36 \text{ kN/cm} \\
 &= 0,09 \text{ kN/cm} \qquad \qquad \qquad (\text{ke atas}) \\
 q_{LL} &= 0,14 \text{ kN/cm} \qquad \qquad \qquad (\text{ke bawah}) \\
 P_{LL} &= 123,48 \text{ kN} \qquad \qquad \qquad (\text{ke bawah})
 \end{aligned}$$

3. Diperoleh lendutan sebesar

➤ Akibat beban mati :

$$\begin{aligned}
 (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x} \\
 &= \frac{5 \times 0,09 \text{ kN/cm} \times (4000\text{cm})^4}{384 \times 33782,85 \text{ kN/cm}^2 \times 71094384,44 \text{ cm}^4} \\
 &= 0,12 \text{ cm} \quad (\text{ke atas})
 \end{aligned}$$

➤ Akibat beban hidup :

$$\begin{aligned}
 (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times (qLL \times L^4) + (\frac{1}{28} \times P \times L^3)}{384 \times E_c \times I_e} \\
 &= \frac{5 \times (0,14 \text{ kN/cm} \times (4000\text{cm})^4) + (\frac{1}{28} \times 123,4 \text{ kN} \times (4000\text{cm})^3)}{384 \times 3170,2 \text{ kN/cm}^2 \times 41220783,46 \text{ cm}^4} \\
 &= 0,20 \text{ cm} \quad (\text{ke bawah})
 \end{aligned}$$

➤ Lendutan total

$$\begin{aligned}
 \Delta d &= 0,12 \text{ cm} - 0,20 \text{ cm} \\
 &= -0,075 \text{ cm} \\
 &= 0,75 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})
 \end{aligned}$$

Syarat lendutan yang di izinkan adalah :

$$1/360 \times \text{Bentang (L)} = 11,33 \text{ cm}$$

## 5.9 Perencanaan Diafragma

### 5.9.1 Data Perencanaan

Mutu beton	$(f_c')$	= 30	Mpa
Mutu tulangan $D \geq 13 \text{ mm}$	$(f_y)$	= 390	Mpa
Mutu tulangan $D < 13 \text{ mm}$	$(f_y)$	= 240	Mpa
Jumlah diafragma	(n)	= 5	buah
Tebal diafragma	(b)	= 300	mm
Tebal selimut beton	$(d')$	= 30	mm
Tinggi diafragma	(h)	= 1650	mm
Tinggi efektif diafragma	(d)	= 1620	mm

## 5.9.2 Analisa Struktur Diafragma

### 1. Diafragma tumpuan

$$\begin{aligned} W_{\text{tump}} &= \text{Luas} \times \text{BJ beton} \\ &= 0,36 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen akibat berat sendiri

$$\begin{aligned} M_d &= 1/12 \times W_{\text{tump}} \times B \\ &= 1/12 \times 9,00 \text{ kN/m} \times (1,60\text{m})^2 \\ &= 1,92 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen akibat lendutan

$$\begin{aligned} M_{\text{lendutan}} &= \frac{5 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\ &= \frac{5 \times 25742960 \times 0,449 \times 0,02}{1664,64} \\ &= 844,86 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen total sebesar} = M_d + M_{\text{lendutan}} = 846,78 \text{ kN.m}$$

### 2. Diafragma Lapangan

$$\begin{aligned} W_{\text{lap}} &= \text{Luas} \times \text{BJ beton} \\ &= 0,48 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 12,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen akibat berat sendiri

$$\begin{aligned} M_d &= 1/12 \times W_{\text{tump}} \times B \\ &= 1/12 \times 12,00 \text{ kN/m} \times (1,60\text{m})^2 \\ &= 2,56 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen akibat lendutan

$$\begin{aligned} M_{\text{lendutan}} &= \frac{5 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\ &= \frac{5 \times 25742960 \times 0,449 \times 0,02}{1664,64} \end{aligned}$$

$$= 1351,77 \text{ kN.m}$$

$$\text{Momen total sebesar} = M_d + M_{\text{lendutan}} = 1354,33 \text{ kN.m}$$

### 5.9.3 Perhitungan Tulangan Diafragma

#### 1. Diafragma tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D13, Mencari tebal efektif pelat precast

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{846775294,10 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1620^2}$$

$$= 0,40 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30}$$

$$= 15,29$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0337$$

$$\rho_{\max} = 75\% \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 75\% \times 0,0337$$

$$= 0,0253$$

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

$$= \frac{1}{15,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,4}{390}} \right)$$

$$= 0,00104$$

Kontrol :



$$\begin{array}{rcl} \rho_{min} & \leq & \rho_{perlu} & \leq & \rho_{max} \\ 0,0036 & < & 0,00104 & < & 0,0253 \end{array}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

➤ Penulangan Utama

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0048 \times 300 \times 1620 \\ &= 1744,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan adalah :

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s' \text{ pasang}} = \frac{1744,62 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 13,14 \text{ buah} \approx 14 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan utama **14 D13**

➤ Penulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &= 5,85 \text{ kN} \\ &= 5850 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (1/6) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= (1/6) \times \sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 300 \times 1620 \\ &= 443655,27 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 443655,27 \text{ N} \\ &= 332741,45 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi geser :

$$\begin{aligned} V_u &< 0,5 \times \Phi V_c \\ 5850 \text{ N} &< 166370,72 \text{ N} \end{aligned}$$

**(OKE)**

Maka dipasang tulangan geser praktis **Ø12 - 150**

## 2. Diafragma lapangan

Direncanakan menggunakan tulangan D13, Mencari tebal efektif pelat precast

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1354328470,55 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1620^2}$$

$$= 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30}$$

$$= 15,29$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0337$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,0337$$

$$= 0,0253$$

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

$$= \frac{1}{15,29} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,64}{390}} \right)$$

$$= 0,0017$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rclcl} \rho_{min} & \leq & \rho_{perlu} & \leq & \rho_{max} \\ 0,0036 & < & 0,00107 & < & 0,0253 \end{array}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ .

➤ Penulangan Utama

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sedangkan luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0048 \times 300 \times 1620 \\ &= 1744,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan adalah :

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s' \text{ pasang}} = \frac{1744,62 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 13,14 \text{ buah} \quad \approx 14 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan utama **14 D13**

➤ Penulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &= 7,8 \text{ kN} \\ &= 7800 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (1/6) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= (1/6) \times \sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 300 \times 1620 \\ &= 443655,27 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 443655,27 \text{ N} \\ &= 332741,45 \text{ N} \end{aligned}$$

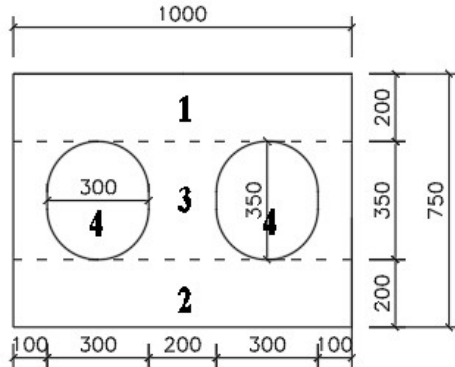
Cek kondisi geser :

$$\begin{aligned}
 V_u &< 0,5 \times \phi V_c \\
 7800 \text{ N} &< 166370,72 \text{ N} \qquad \qquad \qquad \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser praktis  $\phi 12 - 150$

## 5.10 Analisa Penampang Voided Slab

### 5.10.1 Penampang tengah bentang sebelum komposit



Gambar 5. 36 Analisa penampang *voided slab*

Tabel 5. 38 Analis penampang I girder tengah bentang sebelum komposit

Letak	Lebar	Tinggi	Ac	yi	Ac.yi	Ix
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	1000	200	2000000	650	130000000	15791666667
2	1000	200	2000000	100	200000000	15791666667
3	1000	350	3500000	375	1312500000	3572916667
4	300	350	-1050000	375	-393750000	-736617574
			<b>645000</b>		<b>241875000</b>	<b>34419632426</b>

$$\begin{aligned}
 \Sigma Ac.yb &= \Sigma Ac.yi \\
 yb &= \Sigma Ac.yb / \Sigma Ac \\
 &= \frac{241875000}{645000} \\
 &= 375,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 37,500 \quad \text{cm, dari sisi bawah penampang} \\
 y_t &= H_1 - y_b \\
 &= 750 \text{ mm} - 375 \text{ mm} \\
 &= 375,00 \quad \text{mm} \\
 &= 37,500 \quad \text{cm, dari sisi atas penampang} \\
 I_x &= 34419632426 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Menentukan daerah batas kern pada penampang :

$$\begin{aligned}
 W_b &= I/y_b \\
 &= \frac{34419632426}{375,00} \\
 &= 91785686 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_t &= I/y_t \\
 &= \frac{34419632426}{375,00} \\
 &= 91785686 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_t &= W_b/A \\
 &= \frac{91785686}{645000} \\
 &= 142,30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_b &= W_t/A \\
 &= \frac{91785686}{645000} \\
 &= 142,30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## 5.11 Menentukan Gaya Prategang Voided Slab

### 5.11.1 Analisa Pembebanan Gelagar Voided Slab

Tabel 5. 39 Faktor Beban dan Berat Jenis Bahan

Beban	Berat Jenis
	(kN/m <sup>3</sup> )
- Beban Mati	
• Beton (Precast)	25
• Beton (Cast In Situ)	25

• Aspal	22
- Beban Hidup	
• Beban Lajur "D"	
• Beban Truck "T"	

## 1. Beban Mati

### c. Beban mati merata

Tabel 5. 40 Berat sendiri *voided slab*

SECTION	LUAS	RUMUS	Q
	m <sup>2</sup>		kN/m
<i>Voided Slab</i>	0,645	$q = A \times BJ$	16,13

Tabel 5. 41 Berat aspal

Parameter	Ukuran	RUMUS	Q
	m		kN/m
Tebal (t)	0,05	$q = t \cdot l \cdot BJ$	1,10
Panjang Pelat (l)	1,00		

## 2. Beban Hidup

### a. Beban Lajur

Beban terbagi rata (BTR), karena L jembatan lebih dari 30 m, maka didapatkan nilai q :

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\
 &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{14,00 \text{ m}} \right) \\
 &= 14,14 \text{ kPa} \\
 &= 14,14 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban garis terpusat (BGT), sesuai dengan peraturan dengan faktor pengali sebesar 40%.

$$\begin{aligned}
 \text{BGT} &= 49 \text{ kN/m} \\
 &= 49 \times (1 + 0,4) \\
 &= 68,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 42 Rekapitulasi beban lajur

Yang Ditinjau	Rumus	Q	P
		(kN/m)	(kN)
- q UDL	UDL x s =	14,14	
- P KEL	KEL x s =		68,60

### b. Beban Truck

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.4.1 dinyatakan beban truk sebesar 112,5 kN/roda setara dengan truk semi trailer dimana jarak antar 2 as belakang dapat diubah antara 4 - 9 meter, guna mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

$$DLA = 40\%$$

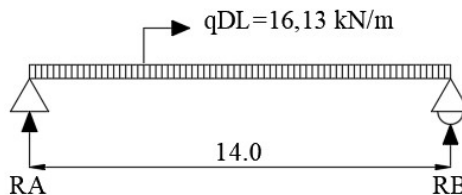
$$P_{TT} = 112,5 \text{ kN} \times (1+0,4)$$

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

## 5.12 Perhitungan Prestress Voided Slab

### 5.12.1 Perhitungan Momen Simple Beam Voided Slab

#### 1. Momen akibat berat sendiri



Gambar 5. 37 Pembebanan akibat beban sendiri *voided slab*

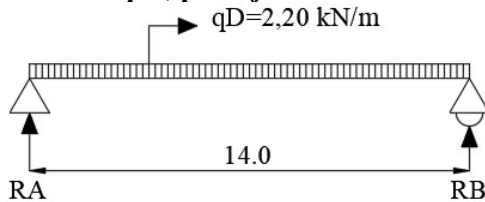
$$\begin{aligned} RA=RB &= 0,5 \times qDL \times L \\ &= 0,5 \times 16,13 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m} \\ &= 112,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-7 m adalah :

$$\begin{aligned} MD_7 &= (RA \times L/2) - (0,5 \times qDL \times (L/2)^2) \\ &= (112,9 \text{ kN} \times 7,0\text{m}) - (0,5 \times 16,13 \text{ kN/m} \\ &\quad \times (7,0\text{m})^2) \end{aligned}$$

$$= 395,1 \text{ kN.m}$$

## 2. Momen akibat aspal, pekerja



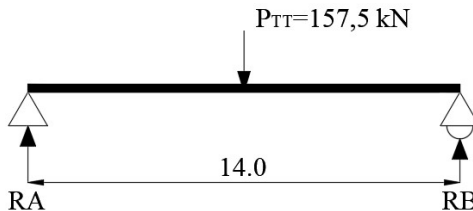
Gambar 5. 38 Pembebanan akibat aspal dan pekerja

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= 0,5 \times (q_D) \times L \\ &= 0,5 \times 2,20 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m} \\ &= 15,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-7 m adalah :

$$\begin{aligned} M_{D_7} &= (R_A \times L/2) - (0,5 \times q_{DL} \times (L/2)^2) \\ &= (15,4 \text{ kN} \times 7,0\text{m}) - (0,5 \times 2,20 \text{ kN/m} \\ &\quad \times (7,0\text{m})^2) \\ &= 53,9 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

## 3. Momen akibat beban truk



Gambar 5. 39 Pembebanan akibat beban truk

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= 0,5 \times P_{TT} \\ &= 0,5 \times 157,5 \text{ kN} \\ &= 78,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada jarak 0-7 m adalah :

$$\begin{aligned} M_{D_7} &= P \times (L/4) \\ &= 157,5 \text{ kN} \times (14\text{m} / 4) \\ &= 551,3 \text{ kN.m} \end{aligned}$$



Tabel 5. 43 Rekapitulasi momen maksimum pada I girder

No	Keterangan	Momen
1	Saat Transfer Mg	395,1 kN.m
2	Saat Konstruksi Mp	449,0 kN.m
3	Saat Layan Mt	1000,2 kN.m

Dari tabel diatas didapatkan Mg adalah momen akibat berat sendiri girder, Mp adalah momen berat girder, aspal, dan pekerja, sedangkan Mt adalah momen saat jembatan dalam keadaan layan.

### 5.12.2 Menentukan Tegangan Awal Voided Slab (Fo)

$$F = \frac{Mt}{0,65 \times h} = \frac{1000,2 \text{ kN.m}}{0,65 \times 0,75 \text{ m}} = 2667,23 \text{ kN}$$

Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 20% maka tegangan awal yang dibutuhkan adalah :

$$F_o = \frac{F}{0,80} = \frac{2677,23 \text{ kN}}{0,80} = 3334,04 \text{ kN}$$

### 5.12.3 Menentukan Kabel Strand Voided Slab

“Uncoated Seven Wire Stress Strand Relieved for Prestressed Concrete” (ASTM A 416 Grade 270) Produksi PT. VSL dengan spesifikasi :

Diameter strand	: 12,7	mm
Luas nominal	: 98,7	mm
Kuat putus	: 184	kN
Batas kuat Tarik	: 1860	MPa
Modulus Elastisitas	: 197000	MPa

Besar gaya prategang 1 kabel ( $f_{pe}$ ) adalah 70% dari batas beban putus :

$$F_{pe} = 70\% \times 186,0 \text{ kN/cm}^2 = 130,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{F_o}{f_{pe}} = \frac{3334,04 \text{ kN}}{130,2 \text{ kN/cm}^2}$$

$$= 25,61 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah *strand* yang dibutuhkan adalah :

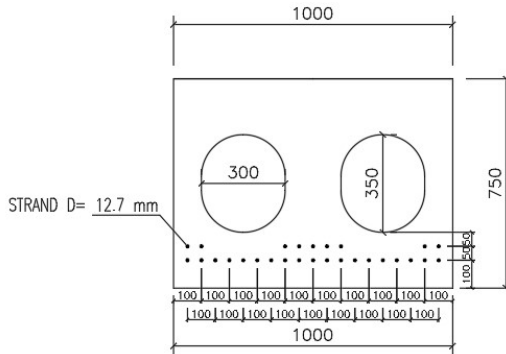
$$n_s = \frac{A_{sp}}{A_s} = \frac{25,61 \text{ cm}^2}{0,987 \text{ cm}^2}$$

$$= 26 \text{ Strand}$$

Tabel 5. 44 Rekapitulasi perencanaan tendon *voided slab*

Posisi tendon	Jumlah kabel	Luas	Jacking Force	F <sub>o</sub>
		cm <sup>2</sup>		
1	1	0,9871	0,7	128,52
2	1	0,9871	0,7	128,52
3	1	0,9871	0,7	128,52
4	1	0,9871	0,7	128,52
5	1	0,9871	0,7	128,52
6	1	0,9871	0,7	128,52
7	1	0,9871	0,7	128,52
8	1	0,9871	0,7	128,52
9	1	0,9871	0,7	128,52
10	1	0,9871	0,7	128,52
11	1	0,9871	0,7	128,52
12	1	0,9871	0,7	128,52
13	1	0,9871	0,7	128,52
14	1	0,9871	0,7	128,52
15	1	0,9871	0,7	128,52
16	1	0,9871	0,7	128,52
17	1	0,9871	0,7	128,52
18	1	0,9871	0,7	128,52
19	1	0,9871	0,7	128,52
20	1	0,9871	0,7	128,52
21	1	0,9871	0,7	128,52
22	1	0,9871	0,7	128,52

23	1	0,9871	0,7	128,52
24	1	0,9871	0,7	128,52
25	1	0,9871	0,7	128,52
26	1	0,9871	0,7	128,52
	<b>26</b>	<b>25,66</b>		<b>3341,53</b>



Gambar 5. 40 Posisi *strand* pada *voided slab*

### 5.13 Kehilangan Prategang Voided Slab

1. Kehilangan Prategang Langsung
  - a. Perpendekan elastis
2. Kehilangan Prategang Tak Langsung
  - a. Akibat susut beton
  - b. Akibat rangkai
  - c. Akibat relaksasi baja

#### 5.13.1 Kehilangan Gaya Prategang Pada Voided Slab Akibat Perpendekan Elastis

$$ES = K_{ES} \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{c1r}$$

Dimana nilai untuk  $K_{ES}$  adalah 0,5 untuk struktur pascatarik, sedangkan  $f_{c1r}$  adalah tegangan beton yang melalui titik berat baja prategang (c.g.s).

$$f_{cir} = \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{M_g \cdot e}{I}$$

$$M_g = 39506,25 \text{ kN.cm}$$

$$I = 3441963,2 \text{ cm}^4$$

$$A = 6450,0 \text{ cm}^2$$

Tabel 5. 45 Kehilangan gaya pratekan penarikan tendon 1

Tendon	Luas Tendon	F	e	Jack. Tendon 1		
				<i>f<sub>cir</sub></i>	ES	ΔF <sub>ES</sub>
	cm <sup>2</sup>	kN	(cm)	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN
Baris 1	18,75	2441,89	25,2	0,539	4,185	78,49
Baris 2	6,91	899,64	25,2	0,016	0,125	0,67
	<b>25,66</b>	<b>10365,5</b>				<b>79,36</b>

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan pratekan sebesar} &= \frac{\Delta F_{es}}{\Delta F} \times 100\% \\ &= \frac{79,36 \text{ kN}}{3341,53 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= 2,37\% \end{aligned}$$

### 5.13.2 Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Rangkak Beton

Kehilangan gaya pratekan *voided slab* akibat rangkak untuk nilai  $K_{CR}$  adalah 2,00 karena komponen pra tarik, sedangkan yang dimaksud *f<sub>cds</sub>* adalah tegangan beton pada garis berat tendon akibat seluruh beban mati pada jembatan.

$$\begin{aligned} f_{cir} &= \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e^2}{I_x} + \frac{M_g \cdot e}{I_x} \\ &= \frac{3341,53 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} + \frac{3341,53 \text{ kN} \cdot (25,15 \text{ cm})^2}{3441963 \text{ cm}^4} \\ &\quad + \frac{39506,25 \text{ kNcm} \cdot 25,15 \text{ cm}}{3441963 \text{ cm}^4} \end{aligned}$$

$$= 0,84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{c ds} &= \frac{M_d \cdot e}{I_x} \\ &= \frac{44896,25 \text{ kNcm} \cdot 25,15 \text{ cm}}{3441963 \text{ cm}^4} \\ &= 0,33 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CR &= K_{CR} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{c ir} - f_{c ds}) \\ &= 2,00 \times \frac{19700,0 \text{ kN/cm}^2}{2702,51 \text{ kN/cm}^2} \times (0,84 \text{ kN/cm}^2 \\ &\quad - 0,33 \text{ kN/cm}^2) \\ &= 7,52 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta CR &= CR \times A_{tn} \\ &= 7,52 \text{ kN/cm}^2 \times 25,66 \text{ cm}^2 \\ &= 192,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%CR &= \frac{\Delta CR}{\Delta F} \times 100\% \\ &= \frac{192,88 \text{ kN}}{3341,53 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= 5,8\% \end{aligned}$$

### 5.13.3 Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Susut Beton

Seiring berlalunya waktu, gaya prategang mengalami pengurangan akibat susut beton. Asumsi kabel dan beton bersifat monolit karena saluran tendon di injeksi agar deformasi arah memanjang sama.

$$SH = \epsilon_{SH} \times K_{SH} \times E_s$$

Dari persamaan diatas didapatkan:

$$\varepsilon_{SH} = 0,0000082 \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

(0,06 digunakan apabila  $V/S$  dalam satuan inchi, sedangkan dalam satuan cm digunakan 0,00236)

V = Volume penampang voided slab  
= 645000 mm<sup>3</sup>

S = Luasan voided slab yang berkontak dengan udara  
= 3500 mm<sup>2</sup>

RH = Kelembapan udara  
= 75% (Asumsi)

Ksh = 14 setelah curing  
= 0,78 (T.Y LIN & H. BURNS Tabel 4-4 Hal. 109)

$$\begin{aligned} \varepsilon_{SH} &= 0,0000082 \left(1 - 0,0236 \frac{645000 \text{ mm}^3}{3500 \text{ mm}^2}\right) (100 - 75) \\ &= 0,00011 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SH &= 0,00011 \times 0,78 \times 197000 \text{ Mpa} \\ &= 17,80 \text{ Mpa} \\ &= 1,80 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta SH &= SH \times A_{tn} \\ &= 1,80 \text{ kN/cm}^2 \times 25,66 \text{ cm}^2 \\ &= 45,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%SH &= \frac{\Delta SH}{\Delta F} \times 100\% \\ &= \frac{45,68 \text{ kN}}{3341,53 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= 1,37\% \end{aligned}$$

### 5.13.4 Kehilangan Gaya Pratekan Voided Slab Akibat Relaksasi

Kehilangan gaya prategang I girder akibat relaksasi dimana regangan konstan tetapi tegangan berkurang, ini terjadi secara perlahan-lahan bergantung pada waktu.

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

Dimana :

Penentuan nilai-nilai dalam rumus tersebut diperoleh dari buku “*Desain Struktur Beton Prategang Lyn, T.Y, Burns, Ned H.*”

Nilai  $K_{RE} = 138$  didapatkan dari *Strand* atau *stress-relieved* derajat 1860 Mpa dan nilai  $J = 0,15$

Nilai  $C = 0,75$  didapatkan dari nilai  $f_{pi}/f_{py}$  yang terjadi sebesar 0,7

$$\begin{aligned} RE &= [ 138 - 0,15 (1,78 + 7,52 + 4,31)] 0,75 \\ &= 8,82 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta RE &= RE \times A_{tn} \\ &= 8,82 \text{ kN/cm}^2 \times 25,66 \text{ cm}^2 \\ &= 226,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi prosentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah

$$\begin{aligned} \%RE &= \frac{\Delta RE}{\Delta F} \times 100\% \\ &= \frac{2236,34 \text{ kN}}{3341,53 \text{ kN}} \times 100\% \\ &= 6,77\% \end{aligned}$$

Jumlah total kehilangan prategang adalah :

$$\begin{aligned} \text{LOSS} &= ES + CR + SH + RE \\ &= 2,37\% + 5,77\% + 1,37\% + 6,77\% \\ &= 16,29\% \end{aligned}$$

## 5.14 Kontrol Tegangan *Voided Slab*

### 5.14.1 Kondisi Transfer

Gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat slip anker dan gesek. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah akibat berat sendiri girder ( $Mg$ ).

$$\begin{aligned} F &= F_0 - (F_{ES}) \\ &= 3341,53 \text{ kN} - 259,45 \text{ kN} \\ &= 3082,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Mg = 39506,25 \text{ kN.cm}$$

$$e = 25,15 \text{ cm} \quad (\text{sebelum komposit})$$

$$A_c = 6450,0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 34419632,43 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 37,50 \text{ cm}$$

$$Y_b = 37,50 \text{ cm}$$

$$W_t = 91785,69 \text{ cm}^3$$

$$W_b = 91785,69 \text{ cm}^3$$

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$\begin{aligned} -0,13 &\leq \frac{F}{A_c} - \frac{F_0 \cdot e}{W_t} + \frac{Mg}{W_t} \\ -0,13 &\leq \frac{3082,0 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} - \frac{3082,0 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} + \frac{439506,2 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3} \\ -0,13 &\leq 0,064 \text{ kN/cm}^2 \quad \quad \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$\begin{aligned} 1,74 &\geq \frac{F}{A_c} + \frac{F_0 \cdot e}{W_b} - \frac{Mg}{W_b} \\ 2,72 &\geq \frac{3082,0 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} + \frac{3082,0 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} - \frac{439506,2 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3} \\ 2,72 &\geq 0,89 \text{ kN/cm}^2 \quad \quad \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$



### 5.14.2 Kondisi Konstruksi

Kondisi ini merupakan gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat slip anker, gesek, dan perpendekan elastis. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah akibat berat sendiri girder, pelat lantai, diafragma, dan beban lain saat konstruksi ( $M_p$ ).

$$\begin{aligned} F &= F_o - (F_{ES}) \\ &= 3341,53 \text{ kN} - 259,45 \text{ kN} \\ &= 3082,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_p = 44896,25 \text{ kN.cm}$$

$$e = 25,15 \text{ cm} \quad (\text{sebelum komposit})$$

$$A_c = 6450,0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 34419632 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 37,50 \text{ cm}$$

$$Y_b = 37,50 \text{ cm}$$

$$W_t = 91785,69 \text{ cm}^3$$

$$W_b = 91785,69 \text{ cm}^3$$

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$-0,13 \leq \frac{F}{A_c} - \frac{F_o \cdot e}{W_t} + \frac{M_p}{W_t}$$

$$-0,13 \leq \frac{3082,0 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} - \frac{3082,0 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} + \frac{44896,25 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3}$$

$$-0,13 \leq 0,12 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{(OK)}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$1,74 \geq \frac{F}{A_c} + \frac{F_o \cdot e}{W_b} - \frac{M_p}{W_b}$$

$$1,74 \geq \frac{3082,0 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} + \frac{3082,0 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} - \frac{44896,25 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3}$$

$$1,74 \geq 0,83 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{(OK)}$$

### 5.14.3 Kondisi Layan

Kondisi ini merupakan gaya prategang awal yang diberikan dikurangi dengan nilai kehilangan prategang akibat total kehilangan gaya prategang. Momen yang dipakai dalam perhitungan ini adalah momen saat jembatan dalam kondisi layan (Mt).

$$\begin{aligned} F &= F_0 - (\text{Total Loss}) \\ &= 3341,53 \text{ kN} - 544,27 \text{ kN} \\ &= 2797,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_t = 100021,25 \text{ kN.cm}$$

$$A_c = 6450,0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 34419632 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 37,50 \text{ cm}$$

$$Y_b = 37,50 \text{ cm}$$

$$W_t = 91785,69 \text{ cm}^3$$

$$W_b = 91785,69 \text{ cm}^3$$

1. Nilai tegangan pada serat atas

$$\begin{aligned} -0,29 &\leq \frac{F}{A_c} - \frac{F_0 \cdot e}{W_t} + \frac{M_p}{W_t} \\ -0,29 &\leq \frac{2797,2 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} - \frac{2797,2 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} + \frac{100021,2 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3} \\ -0,29 &\leq 0,75 \text{ kN/cm}^2 \quad \quad \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

2. Nilai tegangan pada serat bawah

$$\begin{aligned} 1,48 &\geq \frac{F}{A_c} + \frac{F_0 \cdot e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b} \\ 1,48 &\leq \frac{2797,2 \text{ kN}}{6450 \text{ cm}^2} - \frac{2797,2 \text{ kN} \cdot 25,15 \text{ cm}}{91785,69 \text{ cm}^3} + \frac{100021,2 \text{ kNcm}}{91785,69 \text{ cm}^3} \\ 1,48 &\leq 0,11 \text{ kN/cm}^2 \quad \quad \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

### 5.15 Kontrol Lendutan Voided Slab

Metode yang digunakan dalam memperhitungkan besar lendutan yang terjadi adalah *Load Balancing*.

#### 5.15.1 Kondisi Transfer

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi transfer :

$$\begin{aligned} F &= F_o - (F_{ES}) \\ &= 3341,53 \text{ kN} - 259,45 \text{ kN} \\ &= 3082,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e = 25,15 \text{ cm}$$

$$q_g = 0,16 \text{ kN/cm}$$

$$E_{ci}' = 2535,91 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = 34419632 \text{ cm}^4$$

$$L = 1400 \text{ cm}$$

2. Gaya akhir

$$\begin{aligned} q_b &= 8 \times F \times \frac{e}{L^2} \\ &= 8 \times 3082,08 \text{ kN} \times \frac{25,15 \text{ cm}}{(1400 \text{ cm})^2} \\ &= 0,32 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_b - q_g \\ &= 0,32 \text{ kN/cm} - 0,16 \text{ kN/cm} \\ &= 0,16 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

3. Diperoleh lendutan sebesar

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x} \\ &= \frac{5 \times 0,16 \text{ kN/cm} \times (1400 \text{ cm})^4}{384 \times 2535,91 \text{ kN/cm}^2 \times 3441963,4 \text{ cm}^4} \\ &= 0,09 \text{ cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

### 5.15.2 Kondisi Konstruksi

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi transfer :

$$\begin{aligned} F &= F_o - (F_{ES}) \\ &= 3341,53 \text{ kN} - 259,45 \text{ kN} \\ &= 3082,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$e = 25,15 \text{ cm}$$

$$q_k = 0,18 \text{ kN/cm}$$

$$E_{ci}' = 2702,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = 34419632,4 \text{ cm}^4$$

$$L = 1400 \text{ cm}$$

2. Gaya akhir

$$\begin{aligned} q_b &= 8 \times F \times \frac{e}{L^2} \\ &= 8 \times 3082,08 \text{ kN} \times \frac{25,15 \text{ cm}}{(1400 \text{ cm})^2} \\ &= 0,32 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_b - q_g \\ &= 0,32 \text{ kN/cm} - 0,18 \text{ kN/cm} \\ &= 0,13 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

3. Diperoleh lendutan sebesar

$$\begin{aligned} (\Delta i)_{DL} &= \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x} \\ &= \frac{5 \times 0,13 \text{ kN/cm} \times (1400 \text{ cm})^4}{384 \times 2702,51 \text{ kN/cm}^2 \times 3441963,4 \text{ cm}^4} \\ &= 0,72 \text{ cm} \quad (\text{ke atas}) \end{aligned}$$

### 5.15.3 Kondisi Layan

1. Data perhitungan untuk menentukan lendutan kondisi transfer :

$$F = F_o - (\text{Total Loss})$$

$$= 3341,53 \text{ kN} - 544,27 \text{ kN}$$

$$= 2797,26 \text{ kN}$$

$$e = 25,15 \text{ cm}$$

$$q_{DL} = 0,17 \text{ kN/cm}$$

$$q_{LL} = 1,58 \text{ kN/cm}$$

$$E_{ci}' = 2702,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = 34419632,4 \text{ cm}^4$$

$$L = 1400 \text{ cm}$$

## 2. Gaya akhir

$$q_b = 8 \times F \times \frac{e}{L^2}$$

$$= 8 \times 2797,30 \text{ kN} \times \frac{25,15 \text{ cm}}{(1400 \text{ cm})^2}$$

$$= 0,29 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas})$$

$$q = q_b - q_g$$

$$= 0,29 \text{ kN/cm} - 0,17 \text{ kN/cm}$$

$$= 0,11 \text{ kN/cm} \quad (\text{ke atas})$$

## 3. Diperoleh lendutan sebesar

➤ Akibat beban mati :

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_c \times I_x}$$

$$= \frac{5 \times 0,11 \text{ kN/cm} \times (1400 \text{ cm})^4}{384 \times 2702,51 \text{ kN/cm}^2 \times 34419632,4 \text{ cm}^4}$$

$$= 0,06 \text{ cm} \quad (\text{ke atas})$$

➤ Akibat beban hidup :

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{5 \times \left(\frac{1}{28} \times P \times L^3\right)}{384 \times E_c \times I_e}$$

$$= \frac{5 \times \left(\frac{1}{28} \times 1,58 \text{ kN} \times (1400 \text{ cm})^3\right)}{384 \times 2702,51 \text{ kN/cm}^2 \times 34419632,4 \text{ cm}^4}$$

$$= 0,000013\text{cm} \quad (\text{ke bawah})$$

➤ Lendutan total

$$\Delta d = 0,06 \text{ cm} - 0,00013 \text{ cm}$$

$$= -0,062 \text{ cm}$$

$$= 0,62 \text{ mm} \quad (\text{ke bawah})$$

Syarat lendutan yang di izinkan adalah :

$$1/360 \times \text{Bentang (L)} = 3,89 \text{ cm}$$

## 5.16 Perencanaan Diafragma Voided Slab

### 5.16.1 Data Perencanaan

Lendutan	( $\Delta$ )	= 0,62mm
Modulus elastisitas beton	( $E_c$ )	= 27025Mpa
Diameter strand		= 12,7 mm
Luas nominal		= 98,7 mm
Kuat putus		= 184 kN
Batas kuat Tarik		= 1860 MPa
Modulus Elastisitas		= 197000 MPa

### 5.16.2 Analisa Struktur Diafragma

$$\begin{aligned} I_g &= (1/12) \times b \times h^3 \\ &= (1/12) \times 1,00 \text{ m} \times (0,75\text{m})^3 \\ &= 0,035 \text{ m}^4 \\ &= 3515625,00 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{lendutan}} &= \frac{E \times I \times \Delta}{L^2} \\ &= \frac{27025,13 \times 3515625 \times 0,62}{(9000\text{mm})^2} \\ &= 142022,66 \text{ N.mm} \\ &= 0,142 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{M_{\text{lendutan}}}{0,65 \times h} = \frac{0,142 \text{ kN.m}}{0,65 \times 0,75 \text{ m}} \\ &= 0,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 20% maka tegangan awal yang dibutuhkan adalah :

$$F_o = \frac{F}{0,80} = \frac{0,38 \text{ kN}}{0,80} = 0,47 \text{ kN}$$

Besar gaya prategang 1 kabel ( $f_{pe}$ ) adalah 70% dari batas beban putus :

$$F_{pe} = 70\% \times 186,0 \text{ kN/cm}^2 = 130,2 \text{ kN/cm}^2$$

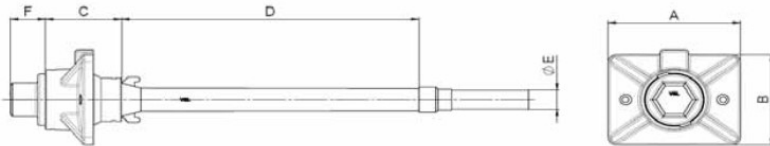
$$A_{sp} = \frac{F_o}{f_{pe}} = \frac{0,47 \text{ kN}}{130,2 \text{ kN/cm}^2} = 0,0036 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah *strand* yang dibutuhkan adalah :

$$n_s = \frac{A_{sp}}{A_s} = \frac{0,0036 \text{ cm}^2}{0,987 \text{ cm}^2} = 0,0036 \text{ Strand} \approx 1 \text{ Strand}$$

### 5.16.3 Pemilihan Tipe Angker yang Digunakan

Jumlah *strand* yang perlukan cukup 1 *strand*, maka tendon yang digunakan adalah model mono tipe S Mono diperoleh dari brosur PT. VSL

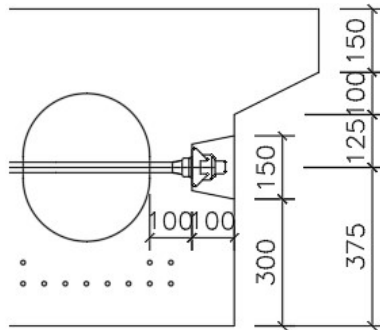


(Sumber : vsl strand post tensioning systems)

Gambar 5. 41 Detail anker tipe S mono

Tabel 5. 46 Dimensi anker tipe S mono

Unit	A	B	C	D	ØE	F
6-1	122	94	70	300	19	32



Gambar 5. 42 Posisi diafragma voided slab

### 5.17 Perencanaan Elastomer

Perletakan balok girder pada abutment menggunakan bantalan elastomer dengan acuan spesifikasi *Freyssinet Elastomeric bearings*. Elastomer mampu memberikan reaksi terhadap pembebanan vertikal, horizontal dan geseran.

#### 5.17.1 Elastomer I Girder

##### 1. Data perencanaan

Beban mati satu girder	= 774,13	kN
Beban hidup satu girder	= 80,46	kN
Total beban	= 905,05	kN
Gaya horisontal	= 51,6	kN
Tegangan delaminasi	= 7	Mpa
Modulus geser	= 1,3	Mpa

##### 2. Perhitungan tebal elastomer

Aperlu	> $V_{total} / \text{batas tegangan delaminasi}$
	> $905046,8 \text{ N} / 7 \text{ Mpa}$
	> $129292,4 \text{ mm}^2$

##### 3. Preliminary Design

Panjang elastomer	W	= 500	mm
Lebar elastomer	L	= 300	mm
Luasan	A	= 150000	mm <sup>2</sup>



Tebal pelat baja elastomer	= 1,2	mm
Tebal lapis elastomer (hri)	= 12	mm
Tebal selimut (hc)	= 6	mm
Daya dukung (Vmax)	= 2787	kN
Jumlah lapisan (n)	= 3	buah
Mutu pelat baja (fy)	= 240	Mpa
Perpendekan elastis	= 0,02	inch

#### 4. Kontrol faktor bentuk

Syarat,  $4 < S < 12$

$$S = \frac{A}{3 \times (L+W) + hri}$$

$$= \frac{150000}{3 \times (300+500) + 12}$$

$$= 5,2$$

(Memenuhi)

#### 5. Kontrol tegangan ijin

$$\sigma_s = \frac{P_{total}}{A}$$

$$= \frac{905,05 \text{ kN}}{150000 \text{ mm}^2}$$

$$= 6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_L = \frac{PLL}{A}$$

$$= \frac{80,46 \text{ kN}}{150000 \text{ mm}^2}$$

$$= 0,5 \text{ Mpa}$$

Bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikekang

Syarat 1

$$\sigma_s \leq 7 \text{ Mpa}$$

$$6 \text{ Mpa} < 7 \text{ Mpa}$$

(memenuhi)

Syarat 2

$$\sigma_s \leq G \times S$$

$$6 \text{ Mpa} < 6,77 \text{ Mpa}$$

(memenuhi)

Bantalan dengan deformasi geser yang dikekang

Syarat 1

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq 7,7 \text{ Mpa} \\ 6 \text{ Mpa} &< 7,7 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad \text{(memenuhi)}$$

Syarat 2

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq 1,1 \times G \times S \\ 6 \text{ Mpa} &< 7,45 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad \text{(memenuhi)}$$

## 6. Kontrol rotasi

Syarat,

$$\begin{aligned} \sigma_s &> 0,5 \times G \times S \times (L/hri) \times \Phi/n \\ &> 0,5 \times 1,3 \times 5,2 \times (500/12) \times (0,005/3) \\ 6 \text{ Mpa} &> 2,35 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

## 7. Tebal pelat baja

Kondisi layan

$$\begin{aligned} h_s &\geq 3 \times h_{ri} \times \sigma_s/f_y \\ &\geq 3 \times 12 \text{ mm} \times 6 \text{ Mpa}/240 \text{ Mpa} \\ &\geq 0,98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kondisi fatik

$$\begin{aligned} h_s &\geq 2 \times h_{ri} \times \sigma_s/f_y \\ &\geq 2 \times 12 \text{ mm} \times 0,5 \text{ Mpa}/31 \text{ Mpa} \\ &\geq 0,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tebal pelat = 1,2 mm

## 8. Resume elastomer

$$\begin{aligned} H_{\text{total}} &= \text{jumlah lapis internal} + \text{tebal lapis pelat} + \text{lapis Cover} \\ &= (12 \text{ mm} \times 2) + (1,2 \text{ mm} \times 3) + (6 \text{ mm} \times 2) \\ &= 39,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 5.17.2 Elastomer Voided Slab

#### 1. Data perencanaan

Beban mati satu girder	= 141,11	kN
Beban hidup satu girder	= 76,10	kN
Total beban	= 217,21	kN
Gaya horisontal	= 26,6	kN

Tegangan delaminasi	= 7	Mpa
Modulus geser	= 1,3	Mpa

## 2. Perhitungan tebal elastomer

$$\begin{aligned} \text{Aperlu} &> V_{\text{total}} / \text{batas tegangan delaminasi} \\ &> 217213 \text{ N} / 7 \text{ Mpa} \\ &> 31030,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## 3. Preliminary Design

Panjang elastomer	W	= 300	mm
Lebar elastomer	L	= 150	mm
Luasan	A	= 4500	mm <sup>2</sup>
Tebal lapis elastomer	(hri)	= 8	mm
Tebal selimut	(hc)	= 3	mm
Daya dukung (Vmax)		= 1291	kN
Jumlah lapisan	(n)	= 2	buah
Mutu pelat baja	(fy)	= 240	Mpa
Perpendekan elastis		= 0,02	inch

## 4. Kontrol faktor bentuk

Syarat,  $4 < S < 12$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A}{3 \times (L+W) + hri} \\ &= \frac{4500}{3 \times (250+150) + 12} \\ &= 4,1 \end{aligned}$$

**(Memenuhi)**

## 5. Kontrol tegangan ijin

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{P_{\text{total}}}{A} \\ &= \frac{217,21 \text{ kN}}{47000 \text{ mm}^2} \\ &= 4,8 \text{ Mpa} \\ \sigma_L &= \frac{PLL}{A} \end{aligned}$$

$$= \frac{76,1 \text{ kN}}{47000 \text{ mm}^2}$$

$$= 1,6 \text{ Mpa}$$

Bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikekang

Syarat 1

$$\sigma_s \leq 7 \text{ Mpa}$$

$$4,8 \text{ Mpa} < 7 \text{ Mpa} \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat 2

$$\sigma_s \leq G \times S$$

$$4,8 \text{ Mpa} < 5,4 \text{ Mpa} \quad (\text{memenuhi})$$

Bantalan dengan deformasi geser yang dikekang

Syarat 1

$$\sigma_s \leq 7,7 \text{ Mpa}$$

$$6 \text{ Mpa} < 7,7 \text{ Mpa} \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat 2

$$\sigma_s \leq 1,1 \times G \times S$$

$$4,8 \text{ Mpa} < 6,0 \text{ Mpa} \quad (\text{memenuhi})$$

## 6. Kontrol rotasi

Syarat,

$$\sigma_s > 0,5 \times G \times S \times (L/hri) \times \Phi/n$$

$$> 0,5 \times 1,3 \times 4,1 \times (300/8) \times (0,005/2)$$

$$4,8 \text{ Mpa} > 2,5 \text{ Mpa}$$

## 7. Tebal pelat baja

Kondisi layan

$$h_s \geq 3 \times hri \times \sigma_s/f_y$$

$$\geq 3 \times 8\text{mm} \times 4,8 \text{ Mpa}/240 \text{ Mpa}$$

$$\geq 0,40 \text{ mm}$$

Kondisi fatik

$$h_s \geq 2 \times hri \times \sigma_s/f_y$$

$$\geq 2 \times 8\text{mm} \times 1,6 \text{ Mpa}/31 \text{ Mpa}$$

$$\geq 1,08 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal pelat = 1,2 mm

**8. Resume elastomer**

$$\begin{aligned} H \text{ total} &= \text{jumlah lapis internal} + \text{tebal lapis pelat} + \text{lapis} \\ &\quad \text{cover} \\ &= (8 \text{ mm} \times 2) + (1,2 \text{ mm} \times 2) + (3 \text{ mm} \times 2) \\ &= 24,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

## BAB VI PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

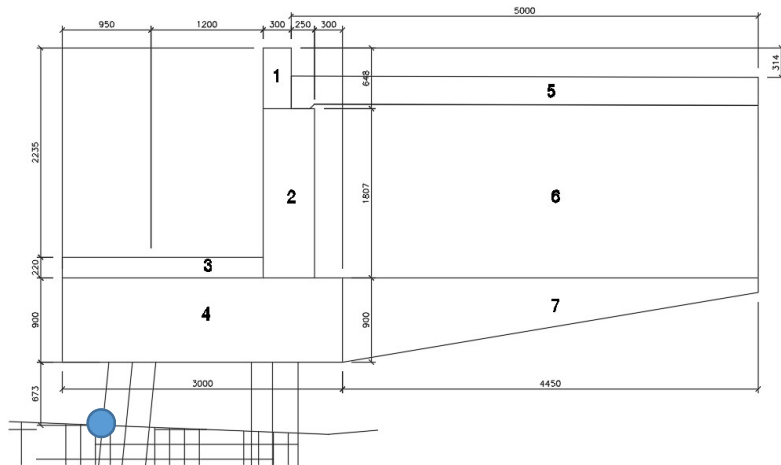
### 6.1 Data Umum Jembatan

Perencanaan bangunan bawah jembatan Trenggalek terdiri dari dua abutment dan satu pilar dengan pondasi tiang pancang baja. Berikut merupakan data umum jembatan busur rencana:

- Lokasi = Kabupaten Trenggalek
- Bentang jembatan = 40 m dan 14 meter
- Lebar jembatan = 9,6 m
- Struktur atas = Struktur busur rangka
- Pondasi = Pondasi tiang pancang
- Zona gempa = 4

### 6.2 Perencanaan Abutmen 1

#### 6.2.1 Analisa Titik Berat Abutmen 1



Gambar 6. 1 Dimensi abutment 1

Perhitungan penentuan titik berat abutment 1 berdasarkan jarak titik berat bidang ke lingkaran yang terletak didasar ujung pilecap.

Tabel 6. 1 Perhitungan titik berat abutment 1

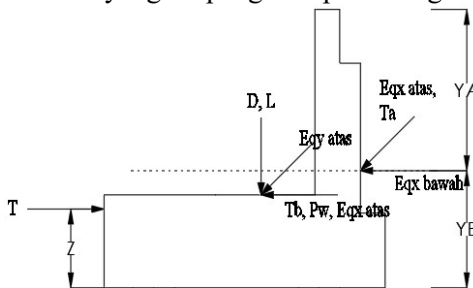
	Bidang	B	H	L	B. Jenis	Berat	x	z
		(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN)	(m)	(m)
ABUTMENT	1	0,30	0,62	10,3	25	47,90	1,70	3,81
	2	0,55	1,80	10,3	25	254,93	1,83	2,60
	3	1,20	0,22	10,3	25	67,98	0,95	1,81
	4	3,00	0,90	12,0	25	810,00	0,90	1,25
WINGWALL	5	5,00	0,30	0,3	25	11,25	4,35	3,70
	6	4,75	1,85	0,3	25	65,91	4,23	2,63
	7	4,45	0,45	0,3	25	15,02	3,88	0,95
						<b>1272,98</b>		

Letak titik tangkap terhadap pusat pilecap

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{W \cdot x}{\Sigma W} = \frac{1725,95 \text{ kN.m}}{1272,98 \text{ kN}} \\
 &= 1,35 \text{ m} \\
 Z &= \frac{W \cdot z}{\Sigma W} = \frac{2209,73 \text{ kN.m}}{1272,98 \text{ kN}} \\
 &= 1,73 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 6.2.2 Pembebanan Abutmet 1

Pembebanan abutment 1 dilakukan dengan program bantuan SAP2000 dengan memasukkan beban akibat bangunan atas, gaya rem, tekanan tanah, dan gempa. Dari analisa akan diketahui kondisi layan dan beban lain yang berpengaruh pada bangunan bawah.



Gambar 6. 2 Gaya yang bekerja pada abutment 1

Dimana :

D	= Beban mati (dead load)
L	= Beban hidup (live load)
T	= Tekanan tanah
Ta	= Tekanan tanah aktif
Tb	= Gaya rem ( <i>traffic load</i> )
Pw	= Beban angin ( <i>wind load</i> )
Eq	= Gaya gempa ( <i>earthquake</i> )

Reaksi pada perletakan akibat beban struktur atas diperoleh dari permodelan di aplikasi *CSI Bridge* dengan kondisi layan dan sebagian dihitung manual, didapatkan reaksi perletakan sebagai berikut :

1. Beban Mati (Reaksi bangunan atas)

$$\begin{aligned} V &= 3362,0 \quad \text{kN} \\ H_x &= 0 \quad \text{kN} \\ H_y &= 0 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

2. Beban Hidup (UDL + KEL)

- Beban terbagi rata (UDL/BTR)

Beban terbagi rata (BTR), karena L jembatan lebih dari 30 m, maka didapatkan nilai q :

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{40,8 \text{ m}} \right) \\ &= 7,81 \text{ kPa} \\ &= 7,81 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban garis terpusat (BGT), sesuai dengan peraturan dengan faktor pengali sebesar 40%.

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= 49 \text{ kN/m} \\ &= 49 \times (1 + 0,4) \\ &= 68,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban untuk setiap jalur

$$\begin{aligned} V_{\text{BTR}} &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times L) \\ &= (5,5 \times 7,81) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 7,82 \times 40,8) \\ &= 281,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{\text{BGT}} = (5,5 \times P_{\text{BGT}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times P_{\text{BGT}})$$



$$= (5,5 \times 68,6) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 68,6)$$

$$= 480,2 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}}$$

$$= 281,9 \text{ kN} + 480,2 \text{ kN}$$

$$= 762,1 \text{ kN}$$

### 3. Beban Rem

Beban rem berdasarkan SNI 1726-2016 sebesar :

$$T_b = 25\% \times \text{berat gandar truk desain}$$

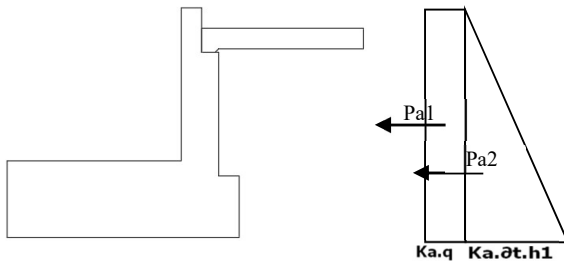
$$= 25\% \times (112,5 \text{ kN} \times 2)$$

$$= 25\% \times 225 \text{ kN}$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

### 4. Tekanan Tanah

Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2 kN/m <sup>3</sup>
Tinggi timbunan	(h)	= 4,17 m
Berat tanah timbunan	(W)	= $\gamma \times H$
		= 17,2 kN/m <sup>3</sup> x 4,17 m
		= 71,72 kN/m <sup>2</sup>
Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser	( $\phi$ )	= 30 <sup>0</sup>
C (tanah timbunan)		= 0,12
Lebar abutment	(B)	= 12,0 m



Gambar 6. 3 Pembebanan akibat tekanan tanah aktif abutment 2

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

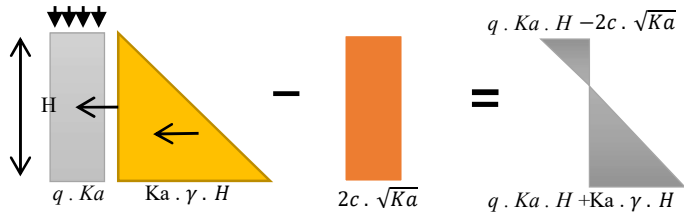
$$= \tan^2(45 - 30/2)$$

$$= 0,33$$

$$q = \text{beban lalu lintas dengan asumsi urugan } 60 \text{ cm}$$

$$= 0,6 \text{ m} \times \gamma \text{ tanah}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,6 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,32 \text{ kN/m}^2 \\
 Pa_1 &= Ka \times q \times (H + 0,6\text{m}) \\
 &= 0,33 \times 10,32 \text{ kN/m}^2 \times (4,17\text{m} + 0,6\text{m}) \\
 &= 16,41 \text{ kN/m}^2 \\
 Pa_2 &= Ka \times \gamma \text{ tanah} \times H \\
 &= 0,33 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \times 4,17 \text{ m} \\
 &= 99,70 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



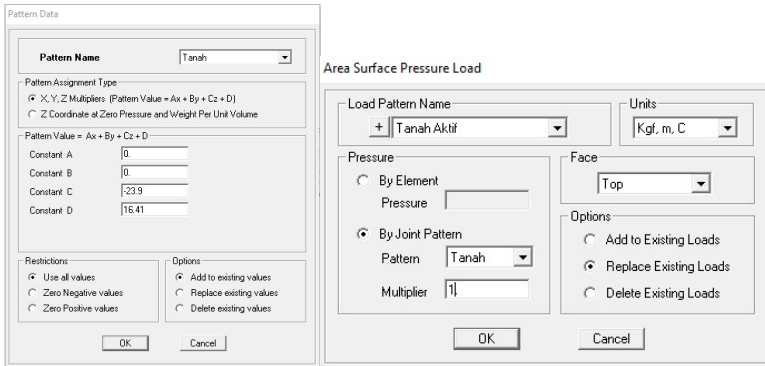
Gambar 6. 4 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine

Maka didapatkan total distribusi tekanan tanah aktif, kemudian dihitung koefisien C dan D dengan rumus substitusi untuk dimasukkan pada program SAP2000

$$\begin{aligned}
 Ea_1 &= Pa_1 &= 16,41 \text{ kN/m}^2 \\
 Ea_2 &= Pa_1 + Pa_2 &= 116,11 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Pers 1 } Ea_1 &= z A + B \\
 \text{Pers 2 } Ea_2 &= z A + B \\
 \text{Pers 1 } 16,41 &= 0,00 A + B \\
 \text{Pers 2 } 116,1 &= -4,17A + B \\
 -99,70 &= 4,17 A \\
 C &= -23,9 \quad \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Nilai A disubstitusi ke persamaan 1

$$\begin{aligned}
 \text{Pers 1 } 16,41 &= 0,00 A + B \\
 16,41 &= (0,00 \times (-23,9)) + B \\
 D &= 16,41
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 5 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah

### 5. Beban Angin

Pembebanan akibat angin mengacu pada peraturan SNI 1725-2016. Karena tidak terdapat data tekanan angin maka tekanan angin dinyatakan dalam Mpa, diasumsikan nilai  $P_B$  adalah 0,0019.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$V_{DZ} = 0,25 V_o \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$= 0,25 \cdot 13,2 \text{ km/jam} \ln \left( \frac{12500\text{mm}}{70} \right)$$

$$= 171,1 \text{ km/jam}$$

$$P_D = 0,0019 \left( \frac{171,1}{100} \right)^2$$

$$= 0,01 \text{ Mpa}$$

$$= 5,56 \text{ kN/m}^2$$

### 6. Beban gempa

Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 2883-2013, beban gempa direncanakan sebagai beban statis ekuivalen, untuk beberapa perhitungan secara manual dan didesain sebagai respons spektrum pada desain yang menggunakan CSI *Bridge* dan SAP2000.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

PGA (Percepatan puncak batuan dasar) = 0,49

$S_s$  (Respons spektral untuk 0,2 detik) = 1,02

$S_1$  (Respons spektral untuk 1 detik) = 0,42

- Menentukan kelas situs berdasarkan cata tanah

Tabel 6. 2 Data uji sondir

<b>Kedalaman</b>	<b>Tebal Tiap Lapisan (ti)</b>	<b>Jml. Pukulan (Ni)</b>	<b>ti/Ni</b>
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>pukulan</b>	
0	0	-	-
1	1	5	0,200
3	2	6	0,333
5	2	3	0,667
7	2	5	0,400
9	2	4	0,500
11	2	4	0,500
13	2	3	0,667
15	2	4	0,500
18	3	32	0,094
19	1	60	0,017
20	1	60	0,017
21	1	60	0,017
22	1	60	0,017
23	1	60	0,017
$\Sigma di/Ni$			3,944

$$N = \frac{\Sigma t_i}{\Sigma (t_i/N)} = \frac{22,5 \text{ m}}{\Sigma (3,94)} = 5,71$$

Tabel 6. 3 Kelas situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_{u}$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_{u} \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_{u} \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_{u} < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_{u} < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

(Suber : SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2)

- Menentukan faktor situs

Tabel 6. 4 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt &amp; 0,2 dt

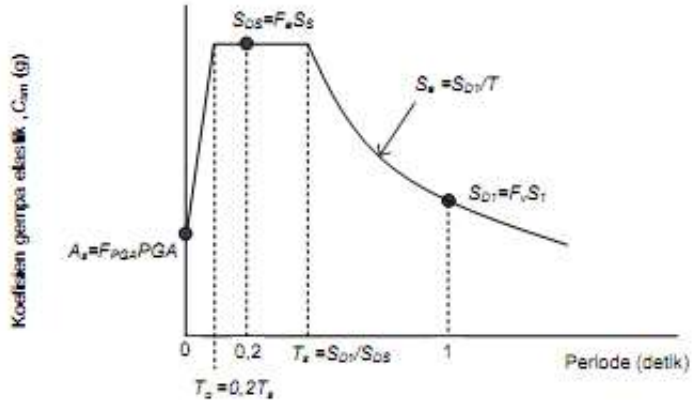
Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

<b>Ss</b>	1	1	1,25
<b>F<sub>PGA</sub></b>	0,9	x	0,9

Di dapat  $F_{PGA}/F_a$  dengan menggunakan interpolasi yaitu 0,9

- Menghitung respons spektra



Gambar 6. 6 Bentuk tipikal respons spektra

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 0,90 \times 0,49 \\ &= 0,44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 0,90 \times 1,02 \\ &= 0,92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,4 \times 0,42 \\ &= 1,01 \end{aligned}$$

- Menentukan respons gempa elastik

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} &= \frac{0,11}{0,94} \\ &= 1,09 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 1,09 \\ &= 0,21 \end{aligned}$$

$$T = 0,2$$

Syarat  $T < T_0$ , maka digunakan syarat 2 dimana:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= (S_{DS} - A_s) \times (T/T_0) + A_s \\
 &= (0,92 - 0,44) \times (0,2/0,21) + 0,44 \\
 &= 0,88
 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respons

Tabel 6. 5 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Tabel 6. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Gempa terhadap berat bangunan

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0,88 \\
 R_{\text{bang. bawah}} &= 1 \\
 R_{\text{bang. atas}} &= 1 \\
 W_{\text{bang. atas}} &= 3362,0 \text{ kN} \\
 W_{\text{abt}} &= 1272,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ bang. Atas} \\ &= \frac{0,88}{1} \times 3362,0 \text{ kN} \\ &= 2970,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa akibatn bangunan bawah

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ abt} \\ &= \frac{0,88}{1} \times 1272,9 \text{ kN} \\ &= 1124,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Response Spectrum IBC 2006 Function Definition

Function Name:  Function Damping Ratio:

Parameters

Ss and S1 from USGS - by Lat./Long.  
 Ss and S1 from USGS - by Zip Code  
 Ss and S1 User Specified

Site Latitude (degrees)   
 Site Longitude (degrees)   
 Site Zip Code (5-Digits)   
 0.2 Sec Spectral Accel, Ss   
 1 Sec Spectral Accel, S1   
 Long-Period Transition Period

Site Class:   
 Site Coefficient, Fa   
 Site Coefficient, Fv

Calculated Values for Response Spectrum Curve  
 SDS = (2/3) \* Fa \* Ss   
 SD1 = (2/3) \* Fv \* S1

Define Function

Period	Acceleration
0	0.2465
0.2186	0.6162
1.0932	0.6162
1.2	0.4678
1.4	0.2437
1.6	0.2531
1.8	0.2079
2	0.1684
2.5	0.1078

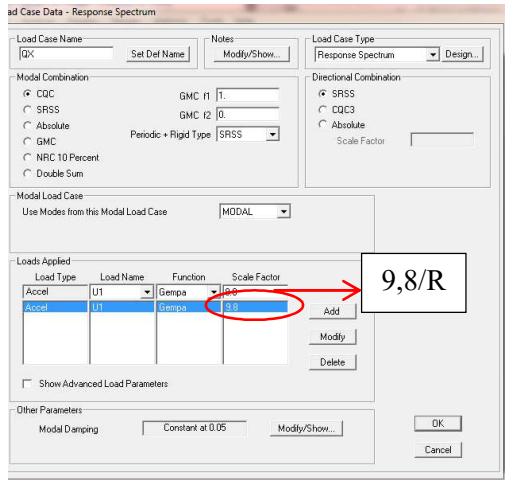
Function Graph

[ 1.9694 , 0.1744 ]

Gambar 6. 7 Input data respon spektrum pada SAP2000

Dari hasil analisa perhitungan gempa didapatkan modifikasi respons (R) sebesar 1, berdasarkan SNI Gempa Jembatan 2833-2016.





Gambar 6. 8 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000

### 6.2.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Abutment 1

Setelah didapatkan beban yang bekerja pada abutment, langkah selanjutnya menganalisa momen yang dipusatkan pada center poer.

Tabel 6. 7 Perhitungan momen dan gaya pada center poer

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas	3362,00			
	Abutment	1272,98			1,96
	Tek. Tanah Aktif 1		172,14		
	Tek. Tanah Aktif 2		598,18		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	762,10			
	Beban Rem		56,25		
	Beban Angin			5,56	
<b>III</b>	<b>Aksi Lain ( Gempa )</b>				
	Eq Struktur Atas		2970,84	2970,84	
	Eq Abutment		1124,87	1124,87	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1121,86		

**Lanjutan** Perhitungan momen dan gaya pada center poer

y	z	Mx	My
m	m	kN.m	kN.m
		1725,95	
	2,08	358,90	
	1,39	831,47	
	8,72	490,50	
	8,72		48,51
	8,72	25905,74	25905,74
	1,73	1952,63	1952,63
	2,09	2339,07	

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk menghitung kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 (D + L + Ta)
  - V = 5397,07 kN
  - Hx = 770,32 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 2916,33 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 2 (D + L + Ta + Tb)
  - V = 5397,07 kN
  - Hx = 826,57 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 3406,83 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)
  - V = 5397,07 kN
  - Hx = 826,57 kN
  - Hy = 5,56 kN
  - Mx = 3406,83 kN.m
  - My = 48,51 kN.m

- Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey +Taq)  
 $V = 4634,98 \text{ kN}$   
 $H_x = 5217,57 \text{ kN}$   
 $H_y = 1228,71 \text{ kN}$   
 $M_x = 31923,40 \text{ kN.m}$   
 $M_y = 8357,51 \text{ kN.m}$
- Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey +Taq)  
 $V = 4634,98 \text{ kN}$   
 $H_x = 2350,57 \text{ kN}$   
 $H_y = 4095,71 \text{ kN}$   
 $M_x = 10696,59 \text{ kN.m}$   
 $M_y = 27858,37 \text{ kN.m}$

#### 6.2.4 Daya Dukung Aksial Pancang Abutment 1

1. Data pondasi tiang pancang  
Diameter (D) : 0,6 m  
Tebal tiang(t) : 0,016 m  
Luas tiang (Ap) : 0,283 m<sup>2</sup>  
Keliling (Ast) : 1,885 m  
Berat tiang(Wp) : 2,368 kN/m
2. Gaya geser maksimum dinding tiang  
 $R_f = A_{st} \times \sum(f_i \cdot l_i)$   
 $= 1,885 \text{ m} \times 363,8$   
 $= 6857,47 \text{ kN}$
3. Daya dukung ujung tiang  
 $I = (4 \times D)/2$   
 $= (4 \times 0,6 \text{ m})/2$   
 $= 1,20 \text{ m}$   
 $I / D = 2,00$   
 $q_{D/N} = 8$   
 $N_1 = 60$  (Nilai N-SPT ujung tiang)  
 $N_2 = 60$  (Nilai N-SPT rata-rata 4D ujung tiang)  
 $N = (N_1 + N_2)/2$   
 $= 60$   
 $q_d = 480 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned}
 R_p &= qd \times A_p \\
 &= 480 \text{ kN/m}^2 \times 363,8 \text{ m}^2 \\
 &= 1356,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Daya dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned}
 R_u &= R_f + R_p \\
 &= 6857,47 \text{ kN} + 1356,20 \text{ kN} \\
 &= 8213,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Daya dukung ijin tetap

Tekan tanpa gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_p &= L_{\text{tiang}} \times W_t \\
 &= 22,5 \text{ m} \times 2,36 \text{ kN/m} \\
 &= 53,27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_a &= (R_u / SF) - W_p \\
 &= (8213,67 \text{ kN} / 3) - 53,27 \text{ kN} \\
 &= 2684,62 \text{ kN/tiang}
 \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 W_p &= L_{\text{tiang}} \times W_t \\
 &= 22,5 \text{ m} \times 2,36 \text{ kN/m} \\
 &= 53,27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_a &= (R_f / SF) - W_p \\
 &= (6857,47 \text{ kN} / 3) - 53,27 \text{ kN} \\
 &= 2232,55 \text{ kN/tiang}
 \end{aligned}$$

6. Daya dukung ijin sementara

Tekan tanpa gempa

$$SF = 2$$

$$\begin{aligned}
 R_a &= (R_u / SF) - W_p \\
 &= (8213,67 \text{ kN} / 2) - 53,27 \text{ kN} \\
 &= 4053,57 \text{ kN/tiang}
 \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$R_a = (R_f / SF) - W_p$$

$$= (6857,47 \text{ kN} / 2) - 53,27 \text{ kN}$$

$$= 33375,47 \text{ kN/tiang}$$

7. Kekuatan bahan tiang

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan} = 0,6 \times f_y \times 1000$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times 1000$$

$$= 144000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ijin} = 40686,09 \text{ kN}$$

$$P_{ulti} = 34583,17 \text{ kN}$$

Pu bahan	>	Daya dukung tanah	
34583,17 kN	>	2684,62 kN	(OK)

8. Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n_p = \frac{P}{P_a}$$

Dimana:

P : gaya aksial yang terjadi

P<sub>a</sub> : gaya dukung ijin tiang

$$n_p = \frac{53970,7 \text{ kN}}{3880,8 \text{ kN}}$$

$$= 14 \text{ Tiang pancang}$$

### 6.2.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Abutment 1

Tiang pancang terbut dari besi berdiameter 60 cm maka jarak antar tiang pancang yang dibutuhkan adalah

$$3D \leq S \leq 5D$$

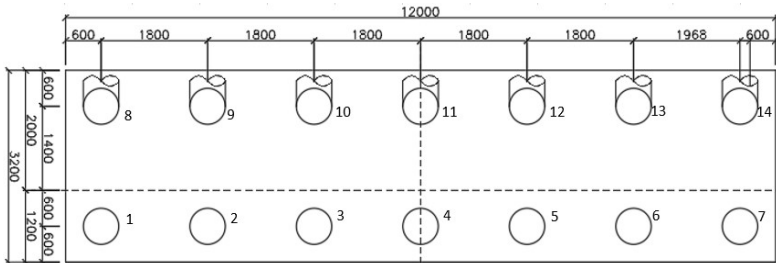
$$180 \text{ cm} \leq 180 \leq 300 \text{ cm}$$

Sedangkan jarak tiang pancang ke tepi:

$$1D \leq S_1 \leq 1,5D$$

$$60 \text{ cm} \leq 180 \leq 90 \text{ cm}$$

Efisiensi Kelompok tiang hanya digunakan jika nilai  $S < 3D$ , sedangkan nilai  $S > 3D$  menggunakan nilai efisiensi (Eg) sebesar 1



Gambar 6. 9 Konfigurasi tiang pancang abutment 1

$x$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $x$  ( m )  
= 2,00 m

$y$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $y$  ( m )  
= 1,80 m

$n$  = Jumlah tiang pancang  
= 14 tiang pancang

Dari kombinasi beban yang telah di hitung sebelumnya, maka daya dukung per tiang dapat dihitung deng rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Dimana :

$P$  = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( kN )

$V$  = Total gaya aksial ( kN )

$n$  = Jumlah tiang pancang ( buah )

$M_x$  = Momen sumbu  $x$  ( kN.m )

$M_y$  = Momen sumbu  $y$  ( kN.m )

$y$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $x$  ( m )

$x$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $y$  ( m )

Tabel 6. 8 Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 1

No	$x$	$y$	$x^2$	$y^2$	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m	m	kN	kN	kN
1	-0,6	-5,4	0,36	29,16	298,71	284,11	282,32
2	-0,6	-3,6	0,36	12,96	327,64	317,91	316,12
3	-0,6	-1,8	0,36	3,24	356,57	351,71	349,92
4	-0,6	0	0,36	0	385,51	385,51	383,71
5	-0,6	1,8	0,36	3,24	414,44	419,30	417,51

6	-0,6	3,6	0,36	12,96	443,37	453,10	451,31
7	-0,6	5,4	0,36	29,16	472,30	486,90	485,11
8	1,4	-5,4	1,96	29,16	298,71	284,11	288,29
9	1,4	-3,6	1,96	12,96	327,64	317,91	322,09
10	1,4	-1,8	1,96	3,24	356,57	351,71	355,89
11	1,4	0	1,96	0	385,51	385,51	389,69
12	1,4	1,8	1,96	3,24	414,44	419,30	423,48
13	1,4	3,6	1,96	12,96	443,37	453,10	457,28
14	1,4	5,4	1,96	29,16	472,30	486,90	491,08

**Lanjutan** Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 1

<b>Komb. 4</b>	<b>Komb. 5</b>
<b>kN</b>	<b>kN</b>
-927,81	-1016,53
-611,11	-910,41
-294,41	-804,30
22,29	-698,18
339,00	-592,06
655,70	-485,95
972,40	-379,83
101,44	2414,30
418,14	2520,42
734,84	2626,54
1051,54	2732,65
1368,25	2838,77
1684,95	2944,89
2001,65	3051,00

1. Kontrol Tekan

Ada gempa :

$$R_a > P_{max}$$

$$4053,56 \text{ kN} > 3051,00 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

Tanpa gempa :

$$R_a > P_{max}$$

$$2684,62 \text{ kN} > 491,08 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

2. Kontrol Tarik

Ada gempa :

Dengan SF = 3

$$\begin{array}{lcl} Ra / 3 & > & P_{max} \\ 1125,15 \text{ kN} & > & 1016,53 \text{ kN} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

### 6.2.6 Daya Dukung Horisontal Pondasi Tiang Pancang Abutment 1

Nilai N-SPT minimal	: 3
Diameter tiang	: 60 cm
Modulus elastisitas	: 2000000 kg/cm <sup>2</sup>
Momen inersia tiang	: 636172,51 cm <sup>4</sup>

1. Modulus elastisitas tanah

$$\begin{aligned} E_o &= 28 \times N \\ &= 28 \times 3 \\ &= 84 \end{aligned}$$

2. Koefisien reaksi tanah dasar

$$\begin{aligned} k &= 0.2 \times E_o \times D^{-0.75} \times y^{-0.5} \\ &= 0.2 \times 84 \times 60^{-0.75} \times 2,5^{-0.5} \\ &= 0,5 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

3. Deformasi tiang di dasar pilecap

$$\begin{aligned} \beta &= (k.D / (4EI))^{0.25} \\ &= (0,5 \times 60 / (4.2000000.636172,51))^{0.25} \\ &= 0,0015 \text{ cm}^{-1} \end{aligned}$$

4. Virtual *fixity point*

$$\begin{aligned} L_m &= \pi / 2\beta \\ &= 3,14 / (2.0,0015) \\ &= 1011,73 \text{ cm} \\ &= 10,11 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Daya dukung gaya horisontal tiang tegak (Ha)

$$\begin{aligned} H_a &= (k.D.y) / \beta \\ &= (0,5 \times 60 \times 2,5) / 0,0015 \\ &= 476,17 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Beban tetap

$$SF = 3$$

$$H_a = 1428,51 \text{ kN/tiang}$$

$$\begin{aligned} H_x &= STR.atas + Abutment + rem + Tek. Tanah dinamis \\ &= 4884,66 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$H_y = 30\% \text{ akibat gempa (B. Atas+B. Bawah) + angin} \\ = 1234,28$$

$$\Sigma H = H_x + H_y \\ = 6118,94 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} = \Sigma H / n_{\text{tiang}} \\ = 6118,94 \text{ kN} / 14 \\ = 437,06 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} < \text{Hijin} \\ 437,06 \text{ kN} < 1428,51 \quad \text{(OK)}$$

### Beban sementara

$$SF = 2$$

$$H_a = 952,34 \text{ kN/tiang}$$

$$H_x = \text{Tek. Tanah dinamis} + \text{Rem} \\ = 788,95 \text{ kN}$$

$$H_y = \text{Angin} \\ = 5,56$$

$$\Sigma H = H_x + H_y \\ = 794,51 \text{ kN}$$

$$H1_{\text{tiang}} = \Sigma H / n_{\text{tiang}} \\ = 794,51 \text{ kN} / 14 \\ = 56,75 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} < \text{Hijin} \\ 56,75 \text{ kN} < 952,34 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

Dari perhitungan tiang pancang masih mampu menahan beban horisontal, untuk keamanan dipasang pancang miring dengan perbandingan 1:10

## **6.2.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate Abutment 1**

Dimensi pilecap

Lebar	(b)	= 3400	mm
Tinggi	(h)	= 1100	mm
Cover		= 50	mm
d efektif		= 1039	mm
D tiang		= 600	mm
Tebal tiang		= 14	mm

D dalam tiang	= 572	mm
Mutu beton	= 25	Mpa
Mutu baja tulangan	= 390	Mpa
$\phi$	= 0,7	
P (tekan)	= 2905107,78 N	(Out put SAP2000)
P (tarik)	= 1183002,29 N	(Out put SAP2000)

### 1. Kontrol kekuatan beton dalam tiang

$$\begin{aligned}
 P \text{ (beton dalam tiang)} &= A \text{ beton} \cdot 0,85 \cdot \phi \cdot f_c' \\
 &= 1/4 \cdot \pi \cdot 572^2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 25 \\
 &= 3822424,47 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ (beton dalam tiang)} &> P \text{ (tekan)} \\
 3822424,47 \text{ N} &> 2905107,78 \text{ N} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

### 2. Kontrol geser pons pilecap

Keliling bidang geser

$$\begin{aligned}
 b_o &= \pi \cdot (d \text{ tiang} + d \text{ efektif}) \\
 &= \pi \cdot (600 + 1039) \\
 &= 5149 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek bidang geser

$$\beta = 3,5$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,17 \cdot (1+2/\beta) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot (1+2/5,1) \cdot \sqrt{35} \cdot 5149 \cdot 1039 \\
 &= 7124262,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,083 \cdot (a \cdot d / b + 2) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \cdot 0,6 \\
 &= 0,083 \cdot (40 \cdot 1039 / 5149 + 2) \cdot \sqrt{25} \cdot 5149 \cdot 1039 \\
 &= 22360452,41 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 5149 \cdot 1039 \\
 &= 8916473,50 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil  $\phi \cdot V_c$  terkecil

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &> P \text{ (tekan)} \\
 2905107,78 \text{ N} &> 4274557 \text{ N} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

### 3. Tulangan tiang ke pilecap

$$A_{S\text{perlu}} = \frac{P \text{ (tarik)}}{\phi \cdot f_y \text{ (tulangan)}}$$

$$A_{S\text{perlu}} = \frac{1183002,29}{0,7 \cdot 390} = 4333,33 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 10.13.7.3)

“Batang tulangan longitudinal yang berada dalam spiral tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas neto penampang beton”

$$A_{S\text{perlu}} = 0,01 \times \text{luas neto penampang beton}$$

$$= 2569,7 \text{ mm}^2 \text{ (Menentukan)}$$

Jadi dipasang **12 D 22** ( $A_s = 4561,6 \text{ mm}^2$ )

### 4. Panjang penyaluran

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.3), Panjang penyaluran dalam kondisi tekan dihitung sesuai persamaan berikut :

$$L_{dh} = db \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$= 25 \frac{0,24 \cdot 390}{1 \cdot \sqrt{25}}$$

$$= 411,84 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari:

$$0,004 \cdot db \cdot f_y = 0,004 \cdot 22 \cdot 390$$

$$= 343,2 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 343,2 mm

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.2), Panjang penyaluran dalam kondisi tarik dihitung sesuai persamaan berikut:

$$L_{dh} = db \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta}{1,7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \lambda}$$

$$= 25 \frac{390 \cdot 1 \cdot 1}{1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot 1}$$

$$= 232 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 411,84 mm

Sehingga dipakai panjang = 500 mm

### 5. Kebutuhan base plate

Pada tiang pancang 1000 mm diketahui data perencanaan sebagai berikut:

$$D \text{ tiang} = 900 \text{ mm}$$

$$BJ_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$BJ_{\text{baja}} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$T \text{ plat} = 10 \text{ mm}$$

$$L = 1500 \text{ mm}$$

$$Fe = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tegangan ijin pengait A307 dengan mutu normal)}$$

Maka berat yang dipikul oleh base plate adalah

$$\begin{aligned} P &= A \cdot (T \text{ plat} \cdot BJ_{\text{baja}} + BJ_{\text{beton}} \cdot L) \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot (0,57)^2 \cdot (0,01 \cdot 7850 + 2500 \cdot 1,5) \\ &= 983,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan pengait base plate:

$$\begin{aligned} A &= P / Fe \\ &= 983,8 / 1600 \\ &= 0,615 \text{ cm}^2 \\ &= 61,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan 4 pengait, maka  $A_s$  tiap pengait adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= 61,48 \text{ mm}^2 / 4 \\ &= 15,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai pengait 4Ø10 ( $A_s$  tiap pengait = 50,3 mm<sup>2</sup>)

### 6. Jarak shear ring

Direncanakan menggunakan shear ring dengan D13

$$S \cdot \sqrt{(fc')} \cdot 1/6 \cdot \pi \cdot Dd < 0,85 \cdot fc' \cdot Dsr \cdot \pi \cdot Dd$$

$$S < (0,85 \cdot 25 \cdot 13) / \sqrt{25}$$

$$S < 331,5 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang D13-200

### 7. Kontrol kekuatan las

Direncanakan menggunakan las E<sub>60xxx</sub> dengan  $\sigma = 422$  Mpa dan ketebalan las direncanakan 5mm. Maka kekuatan las dapat dihitung sebagai berikut:

$$\text{Kekuatan las} = \text{keliling las} \times \text{tebal las} \times \sigma$$

$$= (\pi \cdot 1039 \text{ mm}) \cdot 5 \text{ mm} \cdot 422 \text{ Mpa}$$

$$= 6887282,15 \text{ N}$$

Syarat,

Kekuatan las > P(tekan)

6887282,15 N > 2905107,78 N

(OK)

Tabel 6. 9 Panjang penyaluran dan *base plate* abutment 1

Letak	Diameter Tiang (mm)	Tebal Tiang	Diameter Tulangan	Diameter Spiral (mm)	Panjang Penyalur	Base Plate
Abutmen	600	14	12 D 22	Ø 13 - 200	1000	4 Ø 10

### 6.2.8 Penulangan Pilecap Abutment 1

Analisa pilecap berdasarkan keadaan ultimit menggunakan *software* bantu SAP2000. Berikut adalah kombinasi yang digunakan dalam menganalisa pilecap.

Kombinasi 1 1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta

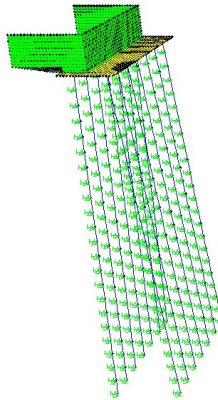
Kombinasi 2 1,3D + 30%Ex + Ey + Ta

Kombinasi 3 1,3D + Ex + 30%Ey + Ta

Tabel 6. 10 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 1

Depth	N SPT	Eo = 28 N	D = 0,60 m	D = 0,6 m	D = 0,6 m	D = 0,60 m
			ko = 0.2*Eo*D <sup>-3/4</sup>	y = 1,0 cm k = ko*y <sup>-1/2</sup>	kv = ko*A	kx=ky = k*D*dz
m		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	ton/m	ton/m
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-1	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-2	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-3	6	168	1,56	1,56	440,67	935,14
-4	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-5	3	84	0,78	0,78	220,34	467,57
-6	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-7	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-8	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-9	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-10	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43

-11	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-12	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-13	3	84	0,78	0,78	220,34	467,57
-14	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-15	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-16	12	336	3,12	3,12	881,35	1870,28
-17	21	588	5,45	5,45	1542,3	3272,99
-18	32	896	8,31	8,31	2350,2	4987,42
-19	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-20	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-21	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-22	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-23	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41



Gambar 6. 10 Permodelan abutment 1 di SAP2000

Dari aplikasi SAP2000 diperoleh gaya maksimum dengan kombinasi  $1,3D + Ex + 30\%Ey + Ta$

### 1. Tulangan arah memanjang

$$Mu = 82430244 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{82430244 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1020^2}$$

$$= 0,031 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,031}{390}} \right)$$

$$= 0,000082$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000082 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times D$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 1028$$

$$= 3690,3 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan **D22-100**

$$A_s' = 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm}$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times (22\text{mm})^2 \times 100\text{mm}$$

$$= 3801,3 \text{ mm}^2$$

(OK)

## 2. Tulangan arah melintang

$$M_u = 26984708 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{26984708 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1020^2}$$

$$= 0,031 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,031}{390}} \right)$$

$$= 0,000082$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$



$$0,0036 < 0,000082 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1028 \\ &= 3690,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan **D22-100**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100 \text{ mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (22 \text{ mm})^2 \times 100 \text{ mm} \\ &= 3801,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

## 6.2.9 Penulangan Stopper

### 1. Tulangan arah vertikal

$$M_u = 239914 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{239914 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1020^2} \\ &= 0,001 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$\begin{aligned}
 &= 75\% \times 0,28 \\
 &= 0,021 \\
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,001}{390}} \right) \\
 &= 0,000003
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &\leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max} \\
 0,0036 &< 0,000003 < 0,021
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times D \\
 &= 0,0036 \times 1000 \times 484 \\
 &= 1737,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D16-100**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\
 &= 2011 \text{ mm}^2 \qquad \qquad \qquad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

## 2. Tulangan bagi

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\
 &= 20\% \times 2011 \text{ mm}^2 \\
 &= 402,12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} &= \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{200 \text{ mm}} \\
 &= 664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

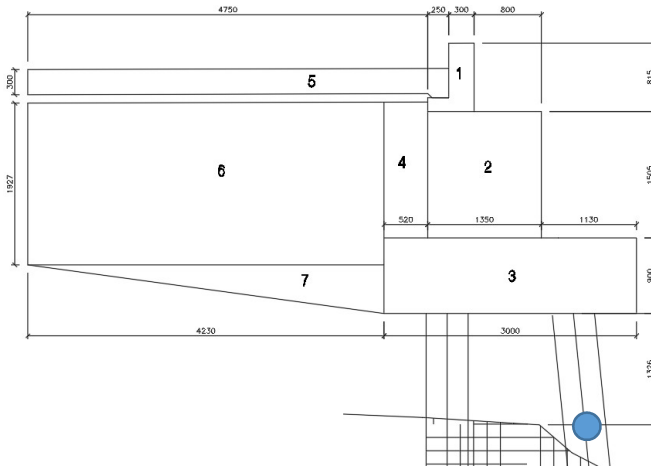
Dipakai tulangan susut **D13-200**

Tabel 6. 11 Resume kebutuhan tulangan abutment 1

Letak	Tulangan	As <sub>perlu</sub>	As <sub>tpasang</sub>	Tulangan (terpasang)
		(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	
Stopper	Tulangan Vertikal	1737,4	2011	D16 - 100
	Tulangan Horizontal	402,1	664	D13 - 200
Pile Cap	Tulangan memanjang	3690,3	3801	D22 - 100
	Tulangan Melintang	3690,3	3801	D22 - 100

### 6.3 Perencanaan Abutmen 2

#### 6.3.1 Analisa Titik Berat Abutmen 2



Gambar 6. 11 Dimensi abutment 2

Perhitungan penentuan titik berat abutment 2 berdasarkan jarak titik berat bidang ke lingkaran yang terletak didasar ujung pilecap.

Tabel 6. 12 Perhitungan titik berat abutment 2

	Bidang	B	H	L	B. Jenis	Berat	x	z
		(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN)	(m)	(m)
WINGW ABUTMENT	1	0,30	0,62	9,6	25	44,64	1,48	4,01
	2	1,35	1,50	9,6	25	486,00	1,21	2,95
	3	3,40	0,90	10,2	25	780,30	1,10	1,75
WINGW ALL	4	0,52	1,52	0,3	25	5,93	2,54	2,96
	5	5,00	0,30	0,3	25	11,25	4,38	3,85

6	4,75	1,85	0,3	25	65,91	5,18	3,13
7	4,45	0,45	0,3	25	15,02	4,28	1,45
					<b>1409,04</b>		

Letak titik tangkap terhadap pusat pilecap

$$X = \frac{W \cdot x}{\Sigma W} = \frac{1979,75 \text{ kN.m}}{1409,04 \text{ kN}}$$

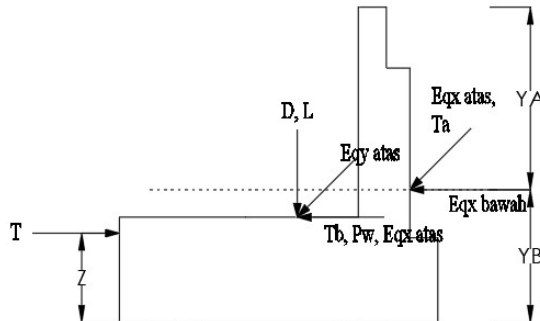
$$= 1,4 \text{ m}$$

$$Z = \frac{W \cdot z}{\Sigma W} = \frac{3266,82 \text{ kN.m}}{1409,04 \text{ kN}}$$

$$= 2,3 \text{ m}$$

### 6.3.2 Pembebanan Abutment 2

Pembebanan abutment 2 dilakukan dengan program bantuan SAP2000 dengan memasukkan beban akibat bangunan atas, gaya rem, tekanan tanah, dan gempa. Dari analisa akan diketahui kondisi layan dan beban lain yang berpengaruh pada bangunan bawah.



Gambar 6. 12 Gaya yang bekerja pada abutment 2

- Dimana :
- D = Beban mati (dead load)
  - L = Beban hidup (live load)
  - T = Tekanan tanah
  - Ta = Tekanan tanah aktif
  - Tb = Gaya rem (*traffic load*)
  - Pw = Beban angin (*wind load*)
  - Eq = Gaya gempa (*earthquake*)

Reaksi pada perletakan akibat beban struktur atas diperoleh dari permodelan di aplikasi *CSI Bridge* dengan kondisi layan dan sebagian dihitung manual, didapatkan reaksi perletakan sebagai berikut :

1. Beban Mati (Reaksi bangunan atas)

$$V = 2017,0 \quad \text{kN}$$

$$H_x = 0 \quad \text{kN}$$

$$H_y = 0 \quad \text{kN}$$

2. Beban Hidup (UDL + KEL)

- Beban terbagi rata (UDL/BTR)

Beban terbagi rata (BTR), karena L jembatan kurang dari 30 m, maka didapatkan nilai q :

$$q_{BTR} = 9,0 \quad \text{kPa}$$

$$= 9,0 \quad \text{kN/m}^2$$

- Beban garis terpusat (BGT), sesuai dengan peraturan dengan faktor pengali sebesar 40%.

$$P_{BGT} = 49 \quad \text{kN/m}$$

$$= 49 \times (1 + 0,4)$$

$$= 68,6 \quad \text{kN/m}$$

- Beban untuk setiap jalur

$$V_{BTR} = (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR} \times L)$$

$$= (5,5 \times 9,00) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9,00 \times 24)$$

$$= 144,0 \quad \text{kN}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times P_{BGT}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times P_{BGT})$$

$$= (5,5 \times 68,6) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 68,6)$$

$$= 480,2 \quad \text{kN}$$

$$V_{tot} = V_{BTR} + V_{BGT}$$

$$= 144,0 \quad \text{kN} + 480,2 \quad \text{kN}$$

$$= 752,1 \quad \text{kN}$$

3. Beban Rem

Beban rem berdasarkan SNI 1726-2016 sebesar :

$$T_b = 25\% \times \text{berat gandar truk desain}$$

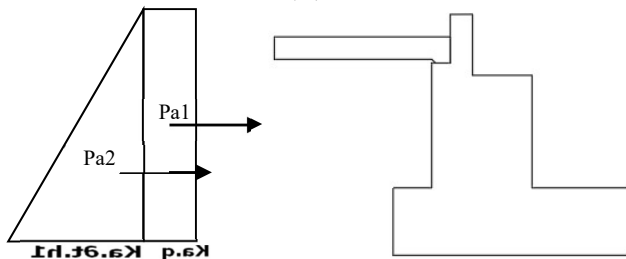
$$= 25\% \times (112,5 \quad \text{kN} \times 2)$$

$$= 25\% \times 225 \quad \text{kN}$$

$$= 56,25 \quad \text{kN}$$

## 4. Tekanan Tanah

Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2 kN/m <sup>3</sup>
Tinggi timbunan	(h)	= 4,67 m
Berat tanah timbunan	(W)	= $\gamma \times H$ = 17,2 kN/m <sup>3</sup> x 4,67m = 80,32 kN/m <sup>2</sup>
Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser	( $\phi$ )	= 30 <sup>0</sup>
C (tanah timbunan)		= 0,12
Lebar abutment	(B)	= 10,2 m



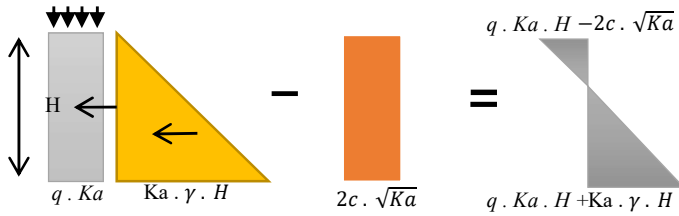
Gambar 6. 13 Pembebanan akibat tekanan tanah aktif abutment 2

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\
 &= \tan^2(45 - 30/2) \\
 &= 0,33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \text{beban lalu lintas dengan asumsi urugan 60 cm} \\
 &= 0,6 \text{ m} \times \gamma \text{ tanah} \\
 &= 0,6 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= K_a \times q \times (H + 0,6\text{m}) \\
 &= 0,33 \times 10,32 \text{ kN/m}^2 \times (4,67\text{m} + 0,6\text{m}) \\
 &= 18,13 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

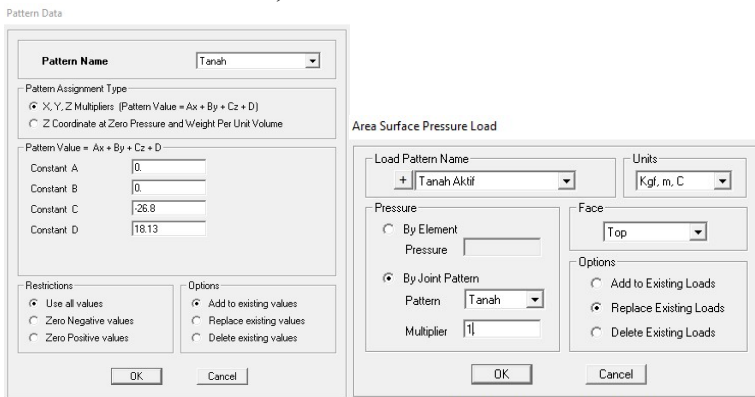
$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= K_a \times \gamma \text{ tanah} \times H \\
 &= 0,33 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \times 4,67 \text{ M} \\
 &= 125 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 14 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine

Maka didapatkan total distribusi tekanan tanah aktif, kemudian dihitung koefisien C dan D dengan rumus substitusi untuk dimasukkan pada program SAP2000

$$\begin{aligned}
 Ea_1 &= Pa_1 = 18,13 \text{ kN/m}^2 \\
 Ea_2 &= Pa_1 + Pa_2 = 143,17 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Pers 1 } Ea_1 &= z A + B \\
 \text{Pers 2 } Ea_2 &= z A + B \\
 \text{Pers 1 } 18,13 &= 0,00 A + B \\
 \text{Pers 2 } 143,1 &= -4,67A + B \\
 -65,11 &= 4,67 A \\
 C &= -26,8 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Nilai A disubstitusi ke persamaan 1} \\
 \text{Pers 1 } 18,13 &= 0,00 A + B \\
 18,13 &= (0,00 \times (-26,8)) + B \\
 D &= 18,13
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 15 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah

### 5. Beban Angin

Pembebanan akibat angin mengacu pada peraturan SNI 1725-2016. Karena tidak terdapat data tekanan angin maka tekanan angin dinyatakan dalam Mpa, diasumsikan nilai  $P_B$  adalah 0,0019.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$V_{DZ} = 0,25 V_o \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$= 0,25 \cdot 13,2 \text{ km/jam} \ln \left( \frac{12500 \text{ mm}}{70} \right)$$

$$= 171,1 \text{ km/jam}$$

$$P_D = 0,0019 \left( \frac{171,1}{100} \right)^2$$

$$= 0,01 \text{ Mpa}$$

$$= 5,56 \text{ kN/m}^2$$

### 6. Beban gempa

Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 2883-2013, beban gempa direncanakan sebagai beban statis ekuivalen, untuk beberapa perhitungan secara manual dan didesain sebagai respons spektrum pada desain yang menggunakan CSI *Bridge* dan SAP2000.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

$$PGA \text{ (Percepatan puncak batuan dasar)} = 0,49$$

$$S_s \text{ (Respons spektral untuk 0,2 detik)} = 1,02$$

$$S_1 \text{ (Respons spektral untuk 1 detik)} = 0,42$$

- Menentukan kelas situs berdasarkan cata tanah

Tabel 6. 13 Data uji sondir

Kedalaman	Tebal Tiap Lapisan (ti)	Jml. Pukulan (Ni)	ti/Ni
m	m	pukulan	
0	0	-	-
1	1	5	0,200



3	2	6	0,333
5	2	3	0,667
7	2	5	0,400
9	2	4	0,500
11	2	4	0,500
13	2	3	0,667
15	2	4	0,500
18	3	32	0,094
19	1	60	0,017
20	1	60	0,017
21	1	60	0,017
22	1	60	0,017
23	1	60	0,017
$\Sigma di/Ni$			3,944

$$N = \frac{\Sigma t_i}{\Sigma (t_i/N)} = \frac{22,5 \text{ m}}{\Sigma (3,94)} = 5,71$$

Tabel 6. 14 Kelas situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_{u}$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{v}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_{u} \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_{u} \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_{u} < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_{u} < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

(Suber : SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2)

- Menentukan faktor situs

Tabel 6. 15 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt

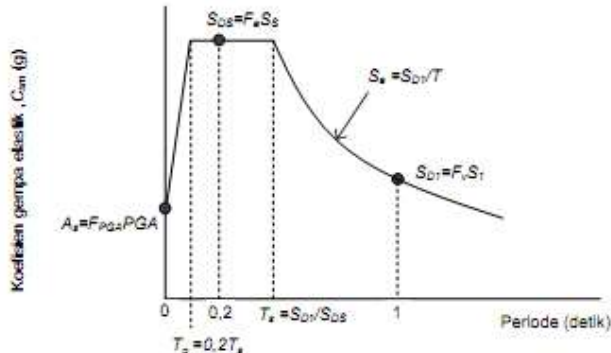
Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S <sub>s</sub> ≤ 0,25	PGA = 0,2 S <sub>s</sub> = 0,5	PGA = 0,3 S <sub>s</sub> = 0,75	PGA = 0,4 S <sub>s</sub> = 1,0	PGA > 0,5 S <sub>s</sub> ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

S <sub>s</sub>	1	1	1,25
F <sub>PGA</sub>	0,9	x	0,9

Di dapat F<sub>PGA</sub>/F<sub>a</sub> dengan menggunakan interpolasi yaitu 0,9

- Menghitung respons spektra



Gambar 6. 16 Bentuk tipikal respons spektra

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 0,90 \times 0,49 \\ &= 0,44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_A \times S_s \\ &= 0,90 \times 1,02 \\ &= 0,92 \end{aligned}$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

$$= 2,4 \times 0,42$$

$$= 1,01$$

- Menentukan respons gempa elastik

$$T_s = \frac{SD_1}{S_{DS}} = \frac{0,11}{0,94}$$

$$= 1,09$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$= 0,2 \times 1,09$$

$$= 0,21$$

$$T = 0,2$$

Syarat  $T < T_0$ , maka digunakan syarat 2 di mana:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times (T/T_0) + A_s$$

$$= (0,92 - 0,44) \times (0,2/0,21) + 0,44$$

$$= 0,88$$

- Menentukan faktor modifikasi respons

Tabel 6. 16 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Tabel 6. 17 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Gempa terhadap berat bangunan

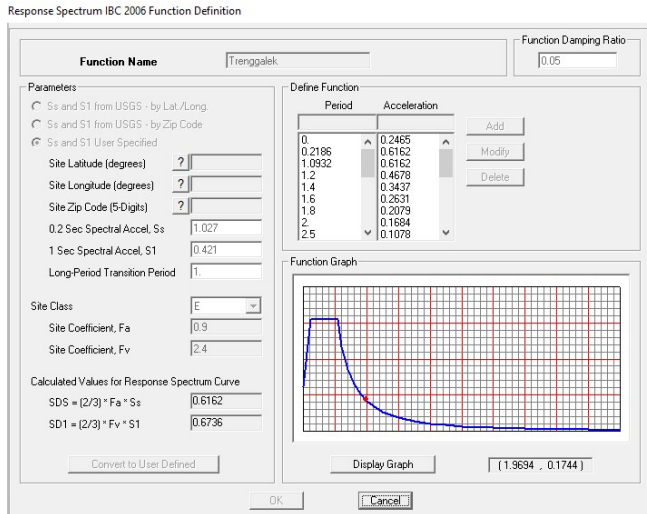
$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0,88 \\
 R \text{ bang. bawah} &= 1 \\
 R \text{ bang. atas} &= 1 \\
 W \text{ bang. atas} &= 2017,0 \text{ kN} \\
 W \text{ abt} &= 1409,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ bang. Atas} \\
 &= \frac{0,88}{1} \times 2017,0 \text{ kN} \\
 &= 1782,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

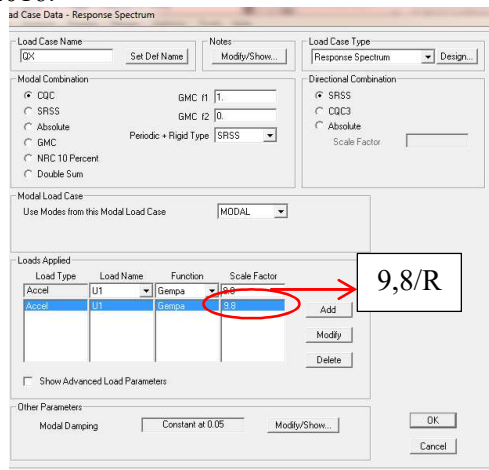
Beban gempa akibatn bangunan bawah

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ abt} \\
 &= \frac{0,88}{1} \times 1409,0 \text{ kN} \\
 &= 1245,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 17 Input data respon spektrum pada SAP2000

Dari hasil analisa perhitungan gempa didapatkan modifikasi respons (R) sebesar 1, berdasarkan SNI Gempa Jembatan 2833-2016.



Gambar 6. 18 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000

### 6.3.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Abutment 2

Setelah didapatkan beban yang bekerja pada abutment, langkah selanjutnya menganalisa momen yang dipusatkan pada center poer.

Tabel 6. 18 Perhitungan momen dan gaya pada center poer

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas	2017,00			
	Abutment	1409,04			1,40
	Tek. Tanah Aktif 1		163,86		
	Tek. Tanah Aktif 2		637,69		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	624,20			
	Beban Rem		56,25		
	Beban Angin			5,56	
<b>III</b>	<b>Aksi Lain ( Gempa )</b>				
	Eq Struktur Atas		1782,33	1782,33	
	Eq Abutment		1245,11	1245,11	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1195,97		

*Lanjutan* Perhitungan momen dan gaya pada center poer

y	z	Mx	My
m	m	kN.m	kN.m
		1979,75	
	2,35	382,61	
	1,56	992,67	
	8,72	490,50	
	8,72		48,50
	8,72	15541,9	15541,9
	2,32	2886,74	2886,74
	2,34	2792,58	

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk menghitung kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 (D + L + Ta)
  - V = 4050,24 kN
  - Hx = 801,55 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 3355,04 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 2 (D + L + Ta + Tb)
  - V = 4050,24 kN
  - Hx = 857,80 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 3845,54 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)
  - V = 4050,24 kN
  - Hx = 857,80 kN
  - Hy = 5,56 kN
  - Mx = 3845,54 kN.m
  - My = 48,51 kN.m
- Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey +Taq)
  - V = 3426,04 kN
  - Hx = 4223,40 kN
  - Hy = 908,23 kN
  - Mx = 23200,98 kN.m
  - My = 5528,59 kN.m
- Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey +Taq)
  - V = 3426,04 kN
  - Hx = 2104,20 kN
  - Hy = 3027,43 kN
  - Mx = 8321,18 kN.m
  - My = 18428,64 kN.m

### 6.3.4 Daya Dukung Aksial Pancang Abutment 2

1. Data pondasi tiang pancang

Diameter	(D)	: 0,6	m
Tebal tiang	(t)	: 0,016	m
Luas tiang	(Ap)	: 0,283	m <sup>2</sup>
Keliling	(Ast)	: 1,885	m
Berat tiang	(Wp)	: 2,368	kN/m

2. Gaya geser maksimum dinding tiang

$$\begin{aligned} R_f &= A_{st} \times \sum(f_i \cdot l_i) \\ &= 1,885 \text{ m} \times 363,8 \\ &= 6857,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} I &= (4 \times D)/2 \\ &= (4 \times 0,6 \text{ m})/2 \\ &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$I / D = 2,00$$

$$qD/N = 8$$

$$N_1 = 60 \quad (\text{Nilai N-SPT ujung tiang})$$

$$N_2 = 60 \quad (\text{Nilai N-SPT rata-rata 4D ujung tiang})$$

$$\begin{aligned} N &= (N_1 + N_2)/2 \\ &= 60 \end{aligned}$$

$$q_d = 480 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} R_p &= q_d \times A_p \\ &= 480 \text{ kN/m}^2 \times 363,8 \text{ m}^2 \\ &= 1356,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Daya dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_p \\ &= 6857,47 \text{ kN} + 1356,20 \text{ kN} \\ &= 8213,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Daya dukung ijin tetap

Tekan tanpa gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$W_p = L_{\text{tiang}} \times W_t$$



$$= 22,5 \text{ m} \times 2,36 \text{ kN/m}$$

$$= 53,27 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_u / SF) - W_p \\ &= (8213,67 \text{ kN}/3) - 53,27 \text{ kN} \\ &= 2684,62 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_p &= L_{\text{tiang}} \times W_t \\ &= 22,5 \text{ m} \times 2,36 \text{ kN/m} \\ &= 53,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_f / SF) - W_p \\ &= (6857,47 \text{ kN} / 3) - 53,27 \text{ kN} \\ &= 2232,55 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

6. Daya dukung ijin sementara

Tekan tanpa gempa

$$SF = 2$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_u / SF) - W_p \\ &= (8213,67 \text{ kN}/2) - 53,27 \text{ kN} \\ &= 4053,57 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_f / SF) - W_p \\ &= (6857,47 \text{ kN} / 2) - 53,27 \text{ kN} \\ &= 33375,47 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

7. Kekuatan bahan tiang

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan} &= 0,6 \times f_y \times 1000 \\ &= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times 1000 \\ &= 144000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{\text{ijin}} = 40686,09 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ulti}} = 34583,17 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ bahan} > \text{Daya dukung tanah}$$

$$34583,17 \text{ kN} > 2684,62 \text{ kN}$$

(OK)

8. Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n_p = \frac{P}{P_a}$$

Dimana:

P : gaya aksial yang terjadi

$P_a$  : gaya dukung ijin tiang

$$n_p = \frac{402502,4 \text{ kN}}{3880,8 \text{ kN}}$$

$$= 11 \approx 12 \text{ tiang pancang}$$

### 6.3.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Abutment 2

Tiang pancang terbut dari besi berdiameter 60 cm maka jarak antar tiang pancang yang dibutuhkan adalah

$$3D \leq S \leq 5D$$

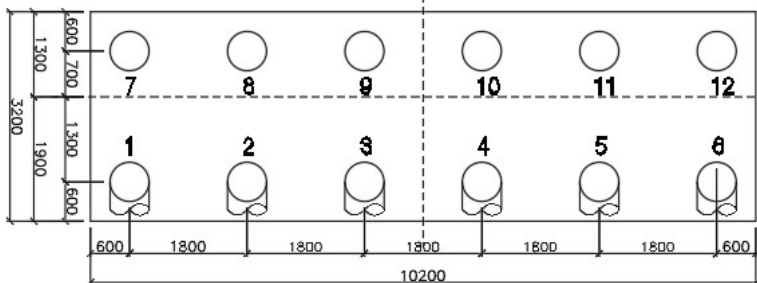
$$180 \text{ cm} \leq 180 \leq 300 \text{ cm}$$

Sedangkan jarak tiang pancang ke tepi:

$$1D \leq S_1 \leq 1,5D$$

$$60 \text{ cm} \leq 180 \leq 90 \text{ cm}$$

Efisiensi Kelompok tiang hanya digunakan jika nilai  $S < 3D$ , sedangkan nilai  $S > 3D$  menggunakan nilai efisiensi ( $E_g$ ) sebesar 1



Gambar 6. 19 Konfigurasi tiang pancang abutment 2

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 2,00 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,80 \text{ m}$$

n = Jumlah tiang pancang

= 12 tiang pancang

Dari kombinasi beban yang telah di hitung sebelumnya, maka daya dukung per tiang dapat dihitung deng rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Dimana :

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( kN )

V = Total gaya aksial ( kN )

n = Jumlah tiang pancang ( buah )

M<sub>x</sub> = Momen sumbu x ( kN.m )

M<sub>y</sub> = Momen sumbu y ( kN.m )

y = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

x = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

Tabel 6. 19 Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 1

No	x m	y m	x <sup>2</sup> m	y <sup>2</sup> m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1,3	-4,5	1,69	20,25	204,38	184,92	189,74
2	1,3	-2,7	1,69	7,29	257,64	245,96	250,78
3	1,3	-0,9	1,69	0,81	310,89	307,00	311,82
4	1,3	0,9	1,69	0,81	364,15	368,04	372,86
5	1,3	2,7	1,69	7,29	417,40	429,08	433,90
6	1,3	4,5	1,69	20,25	470,66	490,12	494,94
7	-0,7	-4,5	0,49	20,25	204,38	184,92	182,32
8	-0,7	-2,7	0,49	7,29	257,64	245,96	243,36
9	-0,7	-0,9	0,49	0,81	310,89	307,00	304,40
10	-0,7	0,9	0,49	0,81	364,15	368,04	365,44
11	-0,7	2,7	0,49	7,29	417,40	429,08	426,48
12	-0,7	4,5	0,49	20,25	470,66	490,12	487,53
			<b>13,08</b>	<b>113,4</b>			

*Lanjutan* Perhitungan gaya aksial per tiang pada abutment 2

Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
-85,69	1786,89
282,58	1918,97
650,85	2051,06

1019,12	2183,14
1387,39	2315,22
1755,66	2447,30
-931,04	-1030,94
-562,77	-898,86
-194,50	-766,78
173,77	-634,70
542,04	-502,62
910,30	-370,53

### 3. Kontrol Tekan

Ada gempa :

$$\begin{array}{lcl} Ra & > & P_{max} \\ 4053,56 \text{ kN} & > & 2447,30 \text{ kN} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

Tanpa gempa :

$$\begin{array}{lcl} Ra & > & P_{max} \\ 2684,62 \text{ kN} & > & 494,94 \text{ kN} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

### 4. Kontrol Tarik

Ada gempa :

Dengan SF = 3

$$\begin{array}{lcl} Ra / 3 & > & P_{max} \\ 1125,15 \text{ kN} & > & 1030,94 \text{ kN} \end{array} \quad \text{(OK)}$$

## 6.3.6 Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang Abutment 2

$$\begin{array}{ll} \text{Nilai N-SPT minimal} & : 3 \\ \text{Diameter tiang} & : 60 \text{ cm} \\ \text{Modulus elastisitas} & : 2000000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Momen inersia tiang} & : 636172,51 \text{ cm}^4 \end{array}$$

### 6. Modulus elastisitas tanah

$$\begin{aligned} E_o &= 28 \times N \\ &= 28 \times 3 \\ &= 84 \end{aligned}$$

### 7. Koefisien reaksi tanah dasar

$$\begin{aligned} k &= 0.2 \times E_o \times D^{-0.75} \times y^{-0.5} \\ &= 0.2 \times 84 \times 60^{-0.75} \times 2,5^{-0.5} \end{aligned}$$

- $$= 0,5 \text{ kg/cm}^3$$
8. Deformasi tiang di dasar pilecap
- $$\beta = (k.D/(4EI))^{0,25}$$
- $$= (0,5 \times 60 / (4.2000000.636172,51))^{0,25}$$
- $$= 0,0015 \text{ cm}^{-1}$$
9. Virtual *fixity point*
- $$L_m = \pi/2\beta$$
- $$= 3,14 / (2.0,0015)$$
- $$= 1011,73 \text{ cm}$$
- $$= 10,11 \text{ m}$$
10. Daya dukung gaya horisonal tiang tegak ( $H_a$ )
- $$H_a = (k.D.y)/\beta$$
- $$= (0,5 \times 60 \times 2,5) / 0,0015$$
- $$= 476,17 \text{ kN/tiang}$$

Beban tetap

$$SF = 3$$

$$H_a = 1428,51 \text{ kN/tiang}$$

$$H_x = \text{STR.atas} + \text{Abutment} + \text{rem} + \text{Tek. Tanah dinamis}$$

$$= 3932,62 \text{ kN}$$

$$H_y = 30\% \text{ akibat gempa (B. Atas+B. Bawah) + angin}$$

$$= 1033,38$$

$$\Sigma H = H_x + H_y$$

$$= 4965,99 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} = \Sigma H / n_{\text{tiang}}$$

$$= 4965,99 \text{ kN} / 12$$

$$= 413,83 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} < \text{Hijin}$$

$$413,83 \text{ kN} < 1428,51 \quad \text{(OK)}$$

Beban sementara

$$SF = 2$$

$$H_a = 952,34 \text{ kN/tiang}$$

$$H_x = \text{Tek. Tanah dinamis} + \text{Rem}$$

$$= 506,57 \text{ kN}$$

$$H_y = \text{Angin}$$

$$= 5,56$$

$$\Sigma H = H_x + H_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 512,13 \text{ kN} \\
 H1 \text{ tiang} &= \Sigma H / n_{\text{tiang}} \\
 &= 512,13 \text{ kN} / 12 \\
 &= 42,67 \text{ kN} \\
 H1 \text{ tiang} &< \text{Hijin} \\
 42,67 \text{ kN} &< 952,34 \text{ kN} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tiang pancang masih mampu menahan beban horisontal, untuk keamanan dipasang pancang miring dengan perbandingan 1:10

### 6.3.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate Abutment 2

Dimensi pilecap

Lebar (b)	= 3200mm
Tinggi (h)	= 900 mm
Cover	= 50 mm
d efektif	= 839 mm
D tiang	= 600 mm
Tebal tiang	= 14 mm
D dalam tiang	= 572 mm
Mutu beton	= 25 Mpa
Mutu baja tulangan	= 390 Mpa
$\phi$	= 0,7
P (tekan)	= 2052926,42 N ( <i>Out put SAP2000</i> )
P (tarik)	= 1204526,44 N ( <i>Out put SAP2000</i> )

#### 1. Kontrol kekuatan beton dalam tiang

$$\begin{aligned}
 P \text{ (beton dalam tiang)} &= A \text{ beton} \cdot 0,85 \cdot \phi \cdot f_c' \\
 &= 1/4 \cdot \pi \cdot 572^2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 25 \\
 &= 3822424,47 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ (beton dalam tiang)} &> P \text{ (tekan)} \\
 3822424,47 \text{ N} &> 2052926,42 \text{ N} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

#### 2. Kontrol geser pons pilecap

Keliling bidang geser

$$b_o = \pi \cdot (d \text{ tiang} + d \text{ efektif})$$

$$= \pi \cdot (600 + 839)$$

$$= 4521 \text{ mm}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek bidang geser

$$\beta = 3,8$$

$$\varphi \cdot V_c = 0,17 \cdot (1+2/\beta) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,17 \cdot (1+2/5,1) \cdot \sqrt{35} \cdot 4521 \cdot 839$$

$$= 4943427,05 \text{ N}$$

$$\varphi \cdot V_c = 0,083 \cdot (a.d/b+2) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,083 \cdot (40 \cdot 839/4521+2) \cdot \sqrt{25} \cdot 4521 \cdot 839$$

$$= 14833204,55 \text{ N}$$

$$\varphi \cdot V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$= 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 4521 \cdot 839$$

$$= 6321517,97 \text{ N}$$

Diambil  $\varphi \cdot V_c$  terkecil

$\varphi \cdot V_c$	>	P (tekan)
2966056 N	>	2052926,42 N (OK)

### 3. Tulangan tiang ke pilecap

$$A_{S\text{perlu}} = \frac{P \text{ (tarik)}}{\varphi \cdot f_y(\text{tulangan})}$$

$$A_{S\text{perlu}} = \frac{1204526,44}{0,7 \cdot 390}$$

$$= 4412,00 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 10.13.7.3)

“Batang tulangan longitudinal yang berada dalam spiral tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas neto penampang beton”

$$A_{S\text{perlu}} = 0,01 \times \text{luas neto penampang beton}$$

$$= 2569,7 \text{ mm}^2 \text{ (Menentukan)}$$

Jadi dipasang **12 D 22** ( $A_s = 4561,6 \text{ mm}^2$ )

### 4. Panjang penyaluran

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.3), Panjang penyaluran dalam kondisi tekan dihitung sesuai persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 L_{dh} &= db \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c'}} \\
 &= 22 \frac{0,24 \cdot 390}{1 \cdot \sqrt{25}} \\
 &= 411,84 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}
 0,004 \cdot db \cdot F_y &= 0,004 \cdot 22 \cdot 390 \\
 &= 343,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 343,2 mm

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.2), Panjang penyaluran dalam kondisi tarik dihitung sesuai persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 L_{dh} &= db \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta}{1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \lambda} \\
 &= 25 \frac{390 \cdot 1 \cdot 1}{1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot 1} \\
 &= 232 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 411,84 mm

Sehingga dipakai panjang = 500 mm

## 5. Kebutuhan *base plate*

Pada tiang pancang 1000 mm diketahui data perencanaan sebagai berikut:

D tiang = 600 mm

BJ<sub>beton</sub> = 2500 kg/m<sup>3</sup>

BJ<sub>baja</sub> = 7850 kg/m<sup>3</sup>

T plat = 10 mm

L = 1500 mm

Fe = 1600 kg/cm<sup>2</sup> (tegangan ijin pengait A307 dengan mutu normal)

Maka berat yang dipikul oleh base plate adalah

$$\begin{aligned}
 P &= A \cdot (T \text{ plat} \cdot BJ \text{ baja} + BJ \text{ beton} \cdot L) \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot (0,57)^2 \cdot (0,01 \cdot 7850 + 2500 \cdot 1,5) \\
 &= 983,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Perhitungan pengait base plate:

$$\begin{aligned} A &= P / F_e \\ &= 983,8 / 1600 \\ &= 0,615 \text{ cm}^2 \\ &= 61,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan 4 pengait, maka As tiap pengait adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= 61,48 \text{ mm}^2 / 4 \\ &= 15,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai pengait 4Ø10 (As tiap pengait = 50,3 mm<sup>2</sup>)

## 6. Jarak *shear ring*

Direncanakan menggunakan shear ring dengan D13

$$\begin{aligned} S \cdot \sqrt{(f_c')} \cdot 1/6 \cdot \pi \cdot Dd &< 0,85 \cdot f_c' \cdot D_{sr} \cdot \pi \cdot Dd \\ S &< (0,85 \cdot 25 \cdot 13) / \sqrt{25} \\ S &< 331,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan sengkang D13-200

## 7. Kontrol kekuatan las

Direncanakan menggunakan las E<sub>60xxx</sub> dengan  $\sigma = 422$  Mpa dan ketebalan las direncanakan 5mm. Maka kekuatan las dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan las} &= \text{keliling las} \times \text{tebal las} \times \sigma \\ &= (\pi \cdot 1039 \text{ mm}) \cdot 5 \text{ mm} \cdot 422 \text{ Mpa} \\ &= 6887282,15 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat,

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan las} &> P(\text{tekan}) \\ 6887282,15 \text{ N} &> 2905107,78 \text{ N} \end{aligned} \quad \text{(OK)}$$

Tabel 6. 20 Panjang penyaluran dan *base plate* abutment 2

Letak	Diameter Tiang (mm)	Tebal Tiang	Diameter Tulangan	Diameter Spiral (mm)	Panjang Penyalur	Base Plate
Abutmen	600	14	12 D 22	Ø 13 - 200	1000	4 Ø 10

### 6.3.8 Penulangan Pilecap Abutment 2

Analisa pilecap berdasarkan keadaan ultimit menggunakan *software* bantu SAP2000. Berikut adalah kombinasi yang digunakan dalam menganalisa pilecap.

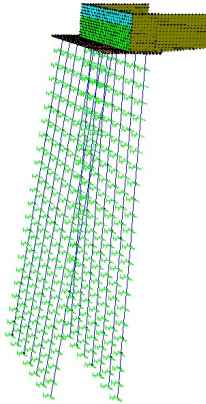
Kombinasi 1  $1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta$

Kombinasi 2  $1,3D + 30\%Ex + Ey + Ta$

Kombinasi 3  $1,3D + Ex + 30\%Ey + Ta$

Tabel 6. 21 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 2

Dep th	N SPT	Eo = 28 N kg/cm <sup>2</sup>	D = 0,60 m	D = 0,6 m	D = 0,6 m	D = 0,60 m
			ko = 0.2*Eo*D <sup>-3/4</sup> kg/cm <sup>3</sup>	y = 1,0 cm k = ko*y <sup>-1/2</sup> kg/cm <sup>3</sup>	kv= ko*A ton/m	kx=ky = k*D*dz ton/m
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-1	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-2	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-3	6	168	1,56	1,56	440,67	935,14
-4	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-5	3	84	0,78	0,78	220,34	467,57
-6	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-7	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-8	5	140	1,30	1,30	367,23	779,28
-9	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-10	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-11	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-12	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-13	3	84	0,78	0,78	220,34	467,57
-14	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-15	4	112	1,04	1,04	293,78	623,43
-16	12	336	3,12	3,12	881,35	1870,28
-17	21	588	5,45	5,45	1542,3	3272,99
-18	32	896	8,31	8,31	2350,2	4987,42
-19	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-20	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-21	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-22	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41
-23	60	1680	15,59	15,59	4406,7	9351,41



Gambar 6. 20 Permodelan abutment 2 di SAP2000

Dari aplikasi SAP2000 diperoleh gaya maksimum dengan kombinasi 1,3D + Ex + 30%Ey + Ta

### 1. Tulangan arah memanjang

$$Mu = 38973127 \text{ N.mm}$$

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

$$fy = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{38973127 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 828^2}$$

$$= 0,071 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$$

$$= 0,0036$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,28 \\ &= 0,21\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,071}{390}} \right) \\ &= 0,00018\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcccl} \rho_{min} & \leq & \rho_{perlu} & \leq & \rho_{max} \\ 0,0036 & < & 0,00018 & < & 0,21 \end{array}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 828 \\ &= 2972,30 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan **D22-100**

$$\begin{aligned}A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (22\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 3801,3 \text{ mm}^2\end{aligned} \quad \text{(OK)}$$

## 2. Tulangan arah melintang

$$M_u = 9750527 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{9750527 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 828^2}$$

$$= 0,018 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,018}{390}} \right)$$

$$= 0,000045$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000045 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times D$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 828$$

$$= 3690,3 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan **D22-100**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (22\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\
 &= 3801,3 \text{ mm}^2 \qquad \qquad \qquad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

### 6.3.9 Penulangan Dinding Abutment 2

#### 1. Tulangan arah vertikal

$$M_u = 239914 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{38973127 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1275^2} \\
 &= 0,030 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\
 &= 18,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0036
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\
 &= 75\% \times 0,28 \\
 &= 0,021
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,03}{390}} \right) \\
 &= 0,000077
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000077 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1275 \\ &= 4576,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan **D25-100**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (25\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 4909 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{(OK)}$$

## 2. Tulangan bagi

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 4909 \text{ mm}^2 \\ &= 981,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_p} = \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{100 \text{ mm}} = 1327 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

Dipakai tulangan susut **D13-100**

### 6.3.10 Penulangan Stopper Abutment 2

#### 1. Tulangan arah vertikal

$$M_u = 487172 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{487172 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 234^2}$$

$$= 0,011 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,011}{390}} \right)$$

$$= 0,000029$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000029 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times D$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 234$$

$$= 840,0 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D16-200**

$$A_s' = 0,25 \times \pi \times D^2 \times 200\text{mm}$$



$$\begin{aligned}
 &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 200\text{mm} \\
 &= 1005 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

## 2. Tulangan bagi

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\
 &= 20\% \times 1005 \text{ mm}^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{200 \text{ mm}} \\
 &= 664 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

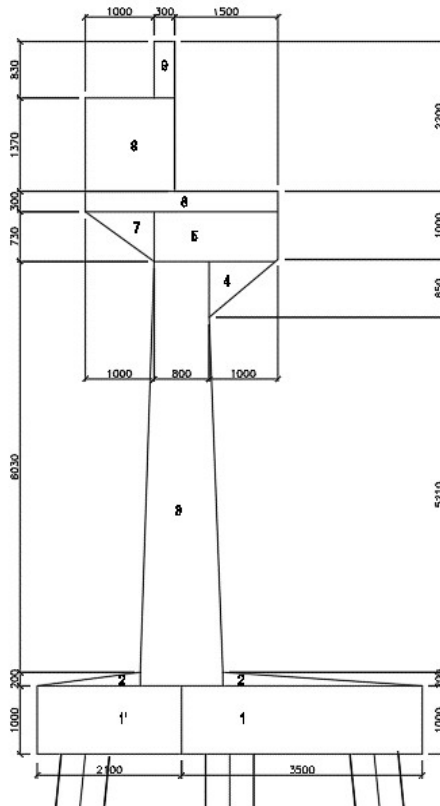
Dipakai tulangan susut **D13-200**

Tabel 6. 22 Resume kebutuhan tulangan abutment 2

Letak	Tulangan	$A_{s_{perlu}}$	$A_{s_{pasang}}$	Tulangan (terpasang)
		( $\text{mm}^2$ )	( $\text{mm}^2$ )	
Stopper	Tulangan Vertikal	840,0	1005	D16 - 200
	Tulangan Horizontal	201,1	664	D13 - 200
Dinding	Tulangan Vertikal	4576,9	4909	D25 - 100
	Tulangan Horizontal	981,7	1327	D13 - 100
Pile Cap	Tulangan memanjang	2972,3	3801	D22 - 100
	Tulangan Melintang	2972,3	3801	D22 - 100

## 6.4 Perencanaan Pilar

### 6.4.1 Analisa Titik Berat Pilar



Gambar 6. 21 Dimensi pilar

Perhitungan penentuan titik berat pilar berdasarkan jarak titik berat bidang.

Tabel 6. 23 Perhitungan titik berat pilar

PILAR	Bidang	B	H	L	B. Jenis	Berat	x	z
		m	m	m	kN/m <sup>3</sup>	kN	m	m
	1	4,0	1,0	18,2	25	1820,0	4,0	0,5
	1'	1,6	1,0	18,2	25	728,0	1,6	0,5
	2	2,9	0,2	18,2	25	263,9	1,5	1,1

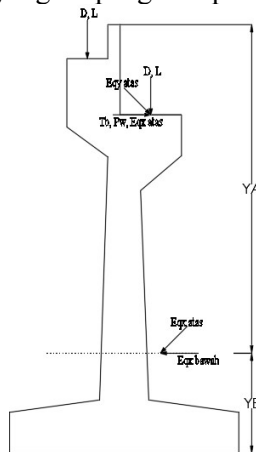
2'	1,5	0,2	18,2	25	136,5	0,8	1,1
3	1,0	6,0	8,0	25	1200,0	0,5	4,0
4	1,0	0,9	9,6	25	204,0	0,5	7,3
5	1,8	0,7	9,6	25	302,4	3,8	7,4
6	2,8	0,4	9,6	25	268,8	2,9	8,1
7	1,0	0,7	9,6	25	168,0	1,5	8,1
8	1,3	1,4	9,6	25	427,4	1,7	7,8
9	0,3	0,8	9,6	25	59,8	1,1	9,9
					5578,8		

Letak titik tangkap terhadap pusat pilecap

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{W \cdot x}{\Sigma W} = \frac{10284,79 \text{ kN.m}}{5578,80 \text{ kN}} \\
 &= 1,84 \text{ m} \\
 Z &= \frac{W \cdot z}{\Sigma W} = \frac{13627,1 \text{ kN.m}}{5578,80 \text{ kN}} \\
 &= 2,44 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### 6.4.2 Pembebanan Pilar

Pembebanan pada pilar dilakukan dengan program bantuan SAP2000 dengan memasukkan beban akibat bangunan atas, gaya rem, dan gempa. Dari analisa akan diketahui kondisi layan dan beban lain yang berpengaruh pada bangunan bawah.



Gambar 6. 22 Gaya yang bekerja pada pilar

Dimana :

D	= Beban mati (dead load)
L	= Beban hidup (live load)
T	= Tekanan tanah
Ta	= Tekanan tanah aktif
Tb	= Gaya rem ( <i>traffic load</i> )
Pw	= Beban angin ( <i>wind load</i> )
Eq	= Gaya gempa ( <i>earthquake</i> )

Reaksi pada perletakan akibat beban struktur atas diperoleh dari permodelan di aplikasi *CSI Bridge* dengan kondisi layan dan sebagian dihitung manual, didapatkan reaksi perletakan sebagai berikut :

1. Beban Mati (Reaksi bangunan atas)

$$V_{\text{IGIDER}} = 3362,0 \quad \text{kN}$$

$$V_{\text{VOIDED}} = 2017,0 \quad \text{kN}$$

2. Beban Hidup (UDL + KEL)

- Beban terbagi rata (UDL/BTR)

Beban terbagi rata (BTR), karena  $L=14\text{m}$  kurang dari 30 m, maka didapatkan nilai  $q$  :

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= 9,0 \quad \text{kPa} \\ &= 9,0 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban terbagi rata (BTR), karena  $L=40,8\text{m}$  lebih dari 30 m, maka didapatkan nilai  $q$  :

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{40,8 \text{ m}} \right) \\ &= 7,81 \quad \text{kPa} \\ &= 7,81 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban garis terpusat (BGT), sesuai dengan peraturan dengan faktor pengali sebesar 40%.

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= 49 \quad \text{kN/m} \\ &= 49 \times (1 + 0,4) \\ &= 68,6 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

- Beban untuk setiap jalur

$$V_{\text{BTR}} = (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times L)$$

$$= (5,5 \times 9,00) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9,00 \times 14)$$

$$= 144,0 \text{ kN}$$

$$V_{BTR} = (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR} \times L)$$

$$= (5,5 \times 7,81) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 7,81 \times 40,8)$$

$$= 281,9 \text{ kN}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times P_{BGT}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times P_{BGT})$$

$$= (5,5 \times 68,6) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 68,6)$$

$$= 480,2 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = V_{BTR} + V_{BTR} + V_{BGT}$$

$$= 144,0 \text{ kN} + 281,9 \text{ kN} + 480,2 \text{ kN}$$

$$= 906,1 \text{ kN}$$

### 3. Beban Rem

Beban rem berdasarkan SNI 1726-2016 sebesar :

$$T_b = 25\% \times \text{berat gandar truk desain}$$

$$= 25\% \times (112,5 \text{ kN} \times 2)$$

$$= 25\% \times 225 \text{ kN}$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

### 4. Beban Angin

Pembebanan akibat angin mengacu pada peaturan SNI 1725-2016. Karena tidak terdapat data tekanan angin maka tekanan angin dinyatakan dalam Mpa, diasumsikan nilai  $P_B$  adalah 0,0019.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$V_{DZ} = 0,25 V_o \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$= 0,25 \times 13,2 \text{ km/jam} \ln \left( \frac{12500 \text{ mm}}{70} \right)$$

$$= 171,1 \text{ km/jam}$$

$$P_D = 0,0019 \left( \frac{171,1}{100} \right)^2$$

$$= 0,01 \text{ Mpa}$$

$$= 5,56 \text{ kN/m}^2$$

### 5. Beban gempa

Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 2883-2013, beban gempa direncanakan sebagai beban statis ekuivalen, untuk beberapa perhitungan secara manual dan didesain sebagai respons spektrum pada desain yang menggunakan CSI *Bridge* dan SAP2000.

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

$$PGA \text{ (Percepatan puncak batuan dasar)} = 0,49$$

$$S_s \text{ (Respons spektral untuk 0,2 detik)} = 1,02$$

$$S_1 \text{ (Respons spektral untuk 1 detik)} = 0,42$$

- Menentukan kelas situs berdasarkan cata tanah

Tabel 6. 24 Data uji sondir

Kedalaman	Tebal Tiap Lapisan (ti)	Jml. Pukulan (Ni)	ti/Ni
m	m	pukulan	
0	0	-	-
1	1	5	0,200
3	2	6	0,333
5	2	3	0,667
7	2	5	0,400
9	2	4	0,500
11	2	4	0,500
13	2	3	0,667
15	2	4	0,500
18	3	32	0,094
19	1	60	0,017
20	1	60	0,017
21	1	60	0,017
22	1	60	0,017
23	1	60	0,017
$\sum di/Ni$			3,944

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} = \frac{22,5 \text{ m}}{\sum (3,94)} = 5,71$$

Tabel 6. 25 Kelas situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_{u}$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_{u} \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_{u} \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_{u} < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_{u} < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2)

- Menentukan faktor situs

Tabel 6. 26 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt &amp; 0,2 dt

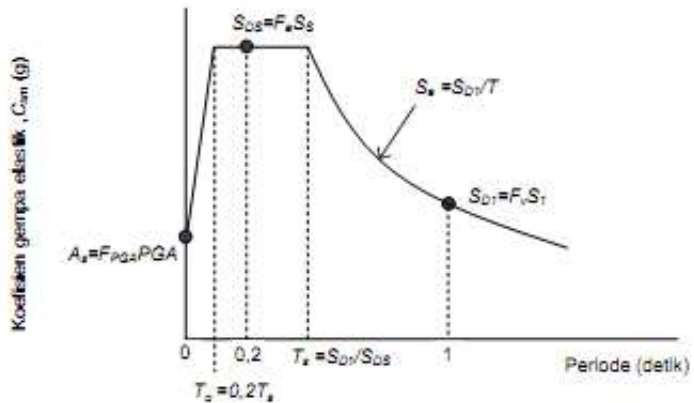
Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

<b>Ss</b>	1	1	1,25
<b>F<sub>PGA</sub></b>	0,9	x	0,9

Di dapat F<sub>PGA</sub>/F<sub>a</sub> dengan menggunakan interpolasi yaitu 0,9

- Menghitung respons spektra



Gambar 6. 23 Bentuk tipikal respons spektra

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA \\
 &= 0,90 \times 0,49 \\
 &= 0,44 \\
 S_{DS} &= F_A \times S_S \\
 &= 0,90 \times 1,02 \\
 &= 0,92 \\
 S_{D1} &= F_V \times S_1 \\
 &= 2,4 \times 0,42 \\
 &= 1,01
 \end{aligned}$$

- Menentukan respons gempa elastik

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,11}{0,94} \\
 &= 1,09 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 1,09 \\
 &= 0,21 \\
 T &= 0,2
 \end{aligned}$$

Syarat  $T < T_0$ , maka digunakan syarat 2 dimana:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times (T/T_0) + A_s$$



$$= (0,92 - 0,44) \times (0,2/0,21) + 0,44$$

$$= 0,88$$

- Menentukan faktor modifikasi respons

Tabel 6. 27 Faktor modifikasi respons ( R ) untuk bangunan bawah

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Tabel 6. 28 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

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

(Sumber : SNI Gempa 2833 – 2013)

Gempa terhadap berat bangunan

$$C_{sm} = 0,88$$

$$R_{\text{bang. bawah}} = 1$$

$$R_{\text{bang. atas}} = 1$$

$$W_{\text{bang. atas}} = 5379,0 \text{ kN}$$

$$W_{\text{abt}} = 5578,8 \text{ kN}$$

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ bang. Atas} \\ &= \frac{0,88}{1} \times 5379,0 \text{ kN} \\ &= 4753,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa akibatn bangunan bawah

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \text{ pilar} \\ &= \frac{0,88}{1} \times 5578,8 \text{ kN} \\ &= 4929,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Response Spectrum IBC 2006 Function Definition

Function Name:  Function Damping Ratio:

Parameters:

- Ss and S1 from USGS - by Lat./Long.
- Ss and S1 from USGS - by Zip Code
- Ss and S1 User Specified

Site Latitude (degrees):

Site Longitude (degrees):

Site Zip Code (5-Digits):

0.2 Sec Spectral Accel. Ss:

1 Sec Spectral Accel. S1:

Long-Period Transition Period:

Site Class:

Site Coefficient, Fa:

Site Coefficient, Fv:

Calculated Values for Response Spectrum Curve

SDS = (2/3) \* Fa \* Ss:

SD1 = (2/3) \* Fv \* S1:

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0	0.2465
0.2186	0.6162
1.0932	0.6162
1.2	0.4678
1.4	0.2437
1.6	0.2531
1.8	0.2079
2	0.1684
2.5	0.1078

Add, Modify, Delete

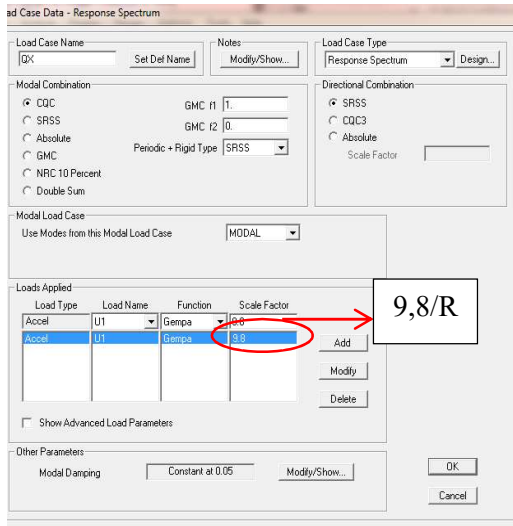
Function Graph

Display Graph [ 1.9694 , 0.1744 ]

OK Cancel

Gambar 6. 24 Input data respon spektrum pada SAP2000

Dari hasil analisa perhitungan gempa didapatkan modifikasi respons (R) sebesar 1, berdasarkan SNI Gempa Jembatan 2833-2016.



Gambar 6. 25 Input koefisien modifikasi respon pada SAP2000

### 6.4.3 Perhitungan Gaya Pada Pondasi Pilar

Setelah didapatkan beban yang bekerja pada pilar, langkah selanjutnya menganalisa momen yang dipusatkan pada center poer.

Tabel 6. 29 Perhitungan momen dan gaya pada center poer

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas	5379,00			
	Abutment	5578,80			1,84
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	1530,30			
	Beban Rem		101,25		
	Beban Angin			5,56	
<b>III</b>	<b>Aksi Lain ( Gempa )</b>				
	Eq Struktur Atas		4753,17	4753,17	
	Eq Abutment		4929,72	4929,72	

**Lanjutan** Perhitungan momen dan gaya pada center poer

y	z	Mx	My
m	m	kN.m	kN.m
		10284,79	
	8,72	882,90	
	8,72		48,50
	8,72	41447,64	41447,64
	2,44	12041,61	12041,61

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk menghitung kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 (D + L)
  - V = 12488,10 kN
  - Hx = 0 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 10284,79 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 2 (D + L + Tb)
  - V = 12488,10 kN
  - Hx = 101,25 kN
  - Hy = 0 kN
  - Mx = 11167,69 kN.m
  - My = 0 kN.m
- Kombinasi 3 (D + L + Tb + Tew)
  - V = 12488,10 kN
  - Hx = 101,25 kN
  - Hy = 5,56 kN
  - Mx = 11167,69 kN.m
  - My = 48,51 kN.m
- Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey)
  - V = 10957,80 kN

$$\begin{aligned} H_x &= 9682,89 \text{ kN} \\ H_y &= 2904,87 \text{ kN} \\ M_x &= 63774,04 \text{ kN.m} \\ M_y &= 16046,77 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey +Taq)

$$\begin{aligned} V &= 10957,80 \text{ kN} \\ H_x &= 2904,87 \text{ kN} \\ H_y &= 9682,89 \text{ kN} \\ M_x &= 16046,77 \text{ kN.m} \\ M_y &= 53489,25 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 6.4.4 Daya Dukung Aksial Pancang Pilar

9. Data pondasi tiang pancang

$$\begin{aligned} \text{Diameter (D)} &: 0,7 \text{ m} \\ \text{Tebal tiang (t)} &: 0,016 \text{ m} \\ \text{Luas tiang (Ap)} &: 0,385 \text{ m}^2 \\ \text{Keliling (Ast)} &: 2,199 \text{ m} \\ \text{Berat tiang (Wp)} &: 2,762 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

10. Gaya geser maksimum dinding tiang

$$\begin{aligned} R_f &= Ast \times \sum(f_i \cdot l_i) \\ &= 2,199 \text{ m} \times 363,8 \\ &= 8000,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

11. Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} I &= (4 \times D)/2 \\ &= (4 \times 0,7 \text{ m})/2 \\ &= 1,40 \text{ m} \\ I/D &= 2,00 \\ qD/N &= 8 \\ N_1 &= 60 \text{ (Nilai N-SPT ujung tiang)} \\ N_2 &= 60 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata 4D ujung tiang)} \\ N &= (N_1 + N_2)/2 \\ &= 60 \\ q_d &= 480 \text{ kN/m}^2 \\ R_p &= q_d \times A_p \\ &= 480 \text{ kN/m}^2 \times 3,85 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$= 1846,29 \text{ kN}$$

12. Daya dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_p \\ &= 8000,38 \text{ kN} + 1846,29 \text{ kN} \\ &= 9846,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

13. Daya dukung ijin tetap

Tekan tanpa gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_p &= L_{\text{tiang}} \times W_t \\ &= 22,5 \text{ m} \times 2,76 \text{ kN/m} \\ &= 63,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_u / SF) - W_p \\ &= (9846,67 \text{ kN} / 3) - 63,53 \text{ kN} \\ &= 3218,70 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$L_{\text{tiang}} = 22,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_p &= L_{\text{tiang}} \times W_t \\ &= 22,5 \text{ m} \times 2,76 \text{ kN/m} \\ &= 53,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_f / SF) - W_p \\ &= (8000,38 \text{ kN} / 3) - 53,27 \text{ kN} \\ &= 2603,27 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

14. Daya dukung ijin sementara

Tekan tanpa gempa

$$SF = 2$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_u / SF) - W_p \\ &= (9846,67 \text{ kN} / 2) - 63,53 \text{ kN} \\ &= 4859,81 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Tekan dengan adanya gempa

$$SF = 3$$

$$\begin{aligned} R_a &= (R_f / SF) - W_p \\ &= (8000,38 \text{ kN} / 2) - 63,53 \text{ kN} \\ &= 3936,66 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

15. Kekuatan bahan tiang

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan} &= 0,7 \times f_y \times 1000 \\ &= 0,7 \times 240 \text{ Mpa} \times 1000 \\ &= 168000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{ijin} = 64620,20 \text{ kN}$$

$$P_{ulti} = 54927,17 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{ll} P_u \text{ bahan} & > \text{ Daya dukung tanah} \\ 54927,17 \text{ kN} & > 3218,70 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{array}$$

16. Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n_p = \frac{P}{P_a}$$

Dimana:

P : gaya aksial yang terjadi

P<sub>a</sub> : gaya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} n_p &= \frac{127497,1 \text{ kN}}{4615,6 \text{ kN}} \\ &= 27 \text{ tiang pancang} \end{aligned}$$

### 6.4.5 Daya dukung Tiang Pancang Kelompok Pilar

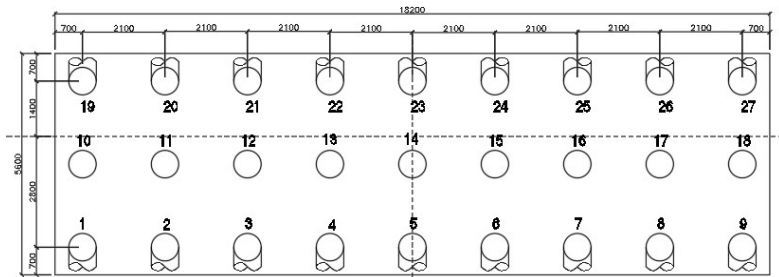
Tiang pancang terbut dari besi berdiameter 70 cm maka jarak antar tiang pancang yang dibutuhkan adalah

$$\begin{array}{l} 3D \leq S \leq 5D \\ 210 \text{ cm} \leq 210 \leq 350 \text{ cm} \end{array}$$

Sedangkan jarak tiang pancang ke tepi:

$$\begin{array}{l} 1D \leq S_1 \leq 1,5D \\ 70 \text{ cm} \leq 70 \leq 105 \text{ cm} \end{array}$$

Efisiensi Kelompok tiang hanya digunakan jika nilai  $S < 3D$ , sedangkan nilai  $S > 3D$  menggunakan nilai efisiensi ( $E_g$ ) sebesar 1



Gambar 6. 26 Konfigurasi tiang pancang pilar

- $x$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $x$  (m)  
 = 2,10 m  
 $y$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $y$  (m)  
 = 2,10 m  
 $n$  = Jumlah tiang pancang  
 = 27 tiang pancang

Dari kombinasi beban yang telah di hitung sebelumnya, maka daya dukung per tiang dapat dihitung deng rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2}$$

Dimana :

- $P$  = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( kN )  
 $V$  = Total gaya aksial ( kN )  
 $n$  = Jumlah tiang pancang ( buah )  
 $Mx$  = Momen sumbu  $x$  ( kN.m )  
 $My$  = Momen sumbu  $y$  ( kN.m )  
 $y$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $x$  ( m )  
 $x$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $y$  ( m )

Tabel 6. 30 Perhitungan gaya aksial per tiang pada pilar

No	x m	y m	x <sup>2</sup> m	y <sup>2</sup> m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	2,8	-7,35	7,84	54,02	326,48	314,80	316,27
2	2,8	-5,25	7,84	27,56	365,35	357,01	358,47
3	2,8	-3,15	7,84	9,92	404,22	399,21	400,68
4	2,8	-1,05	7,84	1,10	443,09	441,42	442,89
5	2,8	0	7,84	0,00	462,52	462,52	463,99



6	2,8	1,05	7,84	1,10	481,96	483,63	485,09
7	2,8	3,15	7,84	9,92	520,83	525,83	527,30
8	2,8	5,25	7,84	27,56	559,70	568,04	569,50
9	2,8	7,35	7,84	54,02	598,56	610,24	611,71
10	-0,7	-7,35	0,49	54,02	326,48	314,80	314,43
11	-0,7	-5,25	0,49	27,56	365,35	357,01	356,64
12	-0,7	-3,15	0,49	9,92	404,22	399,21	398,85
13	-0,7	-1,05	0,49	1,10	443,09	441,42	441,05
14	-0,7	0	0,49	0,00	462,52	462,52	462,16
15	-0,7	1,05	0,49	1,10	481,96	483,63	483,26
16	-0,7	3,15	0,49	9,92	520,83	525,83	525,46
17	-0,7	5,25	0,49	27,56	559,70	568,04	567,67
18	-0,7	7,35	0,49	54,02	598,56	610,24	609,88
19	-1,4	-7,35	1,96	54,02	326,48	314,80	314,07
20	-1,4	-5,25	1,96	27,56	365,35	357,01	356,27
21	-1,4	-3,15	1,96	9,92	404,22	399,21	398,48
22	-1,4	-1,05	1,96	1,10	443,09	441,42	440,69
23	-1,4	0	1,96	0,00	462,52	462,52	461,79
24	-1,4	1,05	1,96	1,10	481,96	483,63	482,89
25	-1,4	3,15	1,96	9,92	520,83	525,83	525,10
26	-1,4	5,25	1,96	27,56	559,70	568,04	567,30
27	-1,4	7,35	1,96	54,02	598,56	610,24	609,51
			<b>92,61</b>	<b>555,66</b>			

**Lanjutan** Perhitungan gaya aksial per tiang pada pilar

<b>Komb. 4</b> kN	<b>Komb. 5</b> kN
47,44	1810,80
288,46	1871,44
529,48	1932,09
770,50	1992,73
891,01	2023,06
1011,52	2053,38
1252,54	2114,02
1493,56	2174,67
1734,58	2235,31
-559,02	-210,72
-318,00	-150,07

-76,98	-89,43
164,04	-28,78
284,55	1,54
405,06	31,86
646,08	92,51
887,10	153,16
1128,13	213,80
-680,31	-615,02
-439,29	-554,37
-198,27	-493,73
42,75	-433,08
163,26	-402,76
283,77	-372,44
524,79	-311,79
765,81	-251,15
1006,83	-190,50

1. Kontrol Tekan

Ada gempu :

$$\begin{array}{lcl} Ra & > & P_{max} \\ 4859,80 \text{ kN} & > & 2235,31 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{array}$$

Tanpa gempu :

$$\begin{array}{lcl} Ra & > & P_{max} \\ 1312,22 \text{ kN} & > & 680,31 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{array}$$

2. Kontrol Tarik

Ada gempu :

Dengan SF = 5

$$\begin{array}{lcl} Ra / 5 & > & P_{max} \\ 787,33 \text{ kN} & > & 680,31 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \end{array}$$

#### 6.4.6 Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang Pilar

Nilai N-SPT minimal	: 3
Diameter tiang	: 70 cm
Modulus elastisitas	: 2000000 kg/cm <sup>2</sup>
Momen inersia tiang	: 636172,51 cm <sup>4</sup>

1. Modulus elastisitas tanah

$$\begin{aligned} E_o &= 28 \times N \\ &= 28 \times 3 \\ &= 84 \end{aligned}$$

2. Koefisien reaksi tanah dasar

$$\begin{aligned} k &= 0.2 \times E_o \times D^{-0.75} \times y^{-0.5} \\ &= 0.2 \times 84 \times 70^{-0.75} \times 2,5^{-0.5} \\ &= 0,4 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

3. Deformasi tiang di dasar pilecap

$$\begin{aligned} \beta &= (k.D/(4EI))^{0.25} \\ &= (0,4 \times 70 / (4.2000000.636172,51))^{0.25} \\ &= 0,0013 \text{ cm}^{-1} \end{aligned}$$

4. Virtual *fixity point*

$$\begin{aligned} L_m &= \pi/2\beta \\ &= 3,14 / (2.0,0015) \\ &= 1011,73 \text{ cm} \\ &= 10,11 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Daya dukung gaya horisonal tiang tegak (Ha)

$$\begin{aligned} H_a &= (k.D.y)/\beta \\ &= (0,5 \times 60 \times 2,5) / 0,0015 \\ &= 476,17 \text{ kN/tiang} \end{aligned}$$

Beban tetap

$$SF = 3$$

$$H_a = 1428,51 \text{ kN/tiang}$$

$$\begin{aligned} H_x &= STR.atas+Abutment+rem+Tek. Tanah dinamis \\ &= 3932,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_y &= 30\% \text{ akibat gempa (B. Atas+B. Bawah) + angin} \\ &= 1033,38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma H &= H_x + H_y \\ &= 4965,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H1 \text{ tiang} &= \Sigma H / n_{\text{tiang}} \\ &= 4965,99 \text{ kN} / 12 \\ &= 413,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H1 \text{ tiang} &< \text{Hijin} \\ 413,83 \text{ kN} &< 1428,51 \end{aligned}$$

**(OK)**

Beban sementara

$$SF = 2$$

$$H_a = 952,34 \text{ kN/tiang}$$

$$H_x = \text{Tek. Tanah dinamis} + \text{Rem} \\ = 506,57 \text{ kN}$$

$$H_y = \text{Angin} \\ = 5,56$$

$$\Sigma H = H_x + H_y \\ = 512,13 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} = \Sigma H / n_{\text{tiang}} \\ = 512,13 \text{ kN} / 12 \\ = 42,67 \text{ kN}$$

$$H1 \text{ tiang} < H_{ijin} \\ 42,67 \text{ kN} < 952,34 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

Dari perhitungan tiang pancang masih mampu menahan beban horisontal, untuk keamanan dipasang pancang miring dengan perbandingan 1:10

#### 6.4.7 Panjang Penyaluran Tiang Pancang dan Base Plate Pilar

Dimensi pilecap

$$\text{Lebar (b)} = 5600 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 1300 \quad \text{mm}$$

$$\text{Cover} = 50 \quad \text{mm}$$

$$d \text{ efektif} = 1239 \quad \text{mm}$$

$$D \text{ tiang} = 700 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tebal tiang} = 16 \quad \text{mm}$$

$$D \text{ dalam tiang} = 668 \quad \text{mm}$$

$$\text{Mutu beton} = 25 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan} = 390 \quad \text{Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$P \text{ (tekan)} = 2409345,39 \text{ N (Out put SAP2000)}$$

$$P \text{ (tarik)} = 1554714,1 \text{ N (Out put SAP2000)}$$

#### 8. Kontrol kekuatan beton dalam tiang

$$P \text{ (beton dalam tiang)} = A_{\text{beton}} \cdot 0,85 \cdot \phi \cdot f_c'$$

$$= 1/4 \cdot \pi \cdot 668^2 \cdot 0,85 \cdot 0,7 \cdot 25$$

$$= 5213144,71 \text{ N}$$

$$\begin{array}{l} P \text{ (beton dalam tiang)} > P \text{ (tekan)} \\ 5213144,71 \text{ N} > 2409345,39 \text{ N} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

### 9. Kontrol geser pons pilecap

Keliling bidang geser

$$\begin{aligned} b_o &= \pi \cdot (d \text{ tiang} + d \text{ efektif}) \\ &= \pi \cdot (700 + 1239) \\ &= 6092 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek bidang geser

$$\beta = 3,8$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= 0,17 \cdot (1+2/\beta) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot (1+2/5,1) \cdot \sqrt{25} \cdot 6092 \cdot 1239 \\ &= 12402940,20 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= 0,083 \cdot (a \cdot d/b+2) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,083 \cdot (40 \cdot 839/4521+2) \cdot \sqrt{25} \cdot 6092 \cdot 1239 \\ &= 31747373,98 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 6092 \cdot 1239 \\ &= 12579046,94 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil  $\phi \cdot V_c$  terkecil

$$\begin{array}{l} \phi \cdot V_c > P \text{ (tekan)} \\ 7441764 \text{ N} > 2409345,39 \text{ N} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

### 10. Tulangan tiang ke pilecap

$$A_{S\text{perlu}} = \frac{P \text{ (tarik)}}{\phi \cdot f_y(\text{tulangan})}$$

$$= \frac{1554714,1}{0,7 \cdot 390}$$

$$= 5695 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 10.13.7.3)

“Batang tulangan longitudinal yang berada dalam spiral tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas neto penampang beton”

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,01 \times \text{luas neto penampang beton} \\ = 2569,7 \text{ mm}^2 \text{ (Menentukan)}$$

Jadi dipasang **16 D 22** ( $A_s = 6082,1 \text{ mm}^2$ )

### 11. Panjang penyaluran

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.3), Panjang penyaluran dalam kondisi tekan dihitung sesuai persamaan berikut:

$$L_{dh} = db \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}} \\ = 22 \frac{0,24 \cdot 390}{1 \cdot \sqrt{25}} \\ = 411,84 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari:

$$0,004 \cdot db \cdot F_y = 0,004 \cdot 22 \cdot 390 \\ = 343,2 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 343,2 mm

Menurut SNI 2847 – 2013 (Pasal 12.2), Panjang penyaluran dalam kondisi tarik dihitung sesuai persamaan berikut:

$$L_{dh} = db \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta}{1,7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \lambda} \\ = 22 \frac{390 \cdot 1 \cdot 1}{1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot 1} \\ = 237 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan = 411,84 mm

Sehingga dipakai panjang = 500 mm

### 12. Kebutuhan *base plate*

Pada tiang pancang 1000 mm diketahui data perencanaan sebagai berikut:

$$D \text{ tiang} = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 BJ_{\text{beton}} &= 2500 \text{ kg/m}^3 \\
 BJ_{\text{baja}} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\
 T \text{ plat} &= 10 \text{ mm} \\
 L &= 1500 \text{ mm} \\
 Fe &= 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tegangan ijin pengait A307} \\
 &\text{dengan mutu normal)}
 \end{aligned}$$

Maka berat yang dipikul oleh base plate adalah

$$\begin{aligned}
 P &= A \cdot (T \text{ plat} \cdot BJ_{\text{baja}} + BJ_{\text{beton}} \cdot L) \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot (0,57)^2 \cdot (0,01 \cdot 7850 + 2500 \cdot 1,5) \\
 &= 983,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perhitungan pengait base plate:

$$\begin{aligned}
 A &= P / Fe \\
 &= 983,8 / 1600 \\
 &= 0,615 \text{ cm}^2 \\
 &= 61,48 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan 4 pengait, maka As tiap pengait adalah :

$$\begin{aligned}
 As &= 61,48 \text{ mm}^2 / 4 \\
 &= 15,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai pengait 4Ø10 (As tiap pengait = 50,3 mm<sup>2</sup>)

### 13. Jarak *shear ring*

Direncanakan menggunakan shear ring dengan D13

$$\begin{aligned}
 S \cdot \sqrt{(fc')} \cdot 1/6 \cdot \pi \cdot Dd &< 0,85 \cdot fc' \cdot Dsr \cdot \pi \cdot Dd \\
 S &< (0,85 \cdot 25 \cdot 13) / \sqrt{25} \\
 S &< 331,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan sengkang D13-200

### 14. Kontrol kekuatan las

Direncanakan menggunakan las E<sub>60xxx</sub> dengan  $\sigma = 422$  Mpa dan ketebalan las direncanakan 5mm. Maka kekuatan las dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Kekuatan las} &= \text{keliling las} \times \text{tebal las} \times \sigma \\
 &= (\pi \cdot 1039 \text{ mm}) \cdot 5 \text{ mm} \cdot 422 \text{ Mpa} \\
 &= 6887282,15 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat,  
 Kekuatan las > P(tekan)  
 6887282,15 N > 2905107,78 N (OK)

Tabel 6. 31 Panjang penyaluran dan *base plate* pilar

Letak	Diameter Tiang (mm)	Tebal Tiang	Diameter Tulangan	Diameter Spiral (mm)	Panjang Penyalur	Base Plate
Abutmen	600	14	16 D 22	Ø 13 - 200	1000	4 Ø 10

### 6.4.8 Penulangan Pilecap Pilar

Analisa pilecap berdasarkan keadaan ultimit menggunakan *software* bantu SAP2000. Berikut adalah kombinasi yang digunakan dalam menganalisa pilecap.

Kombinasi 1  $1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta$

Kombinasi 2  $1,3D + 30\%Ex + Ey + Ta$

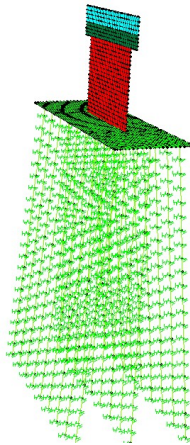
Kombinasi 3  $1,3D + Ex + 30\%Ey + Ta$

Tabel 6. 32 Tabel perhitungan gaya spring pada tiang pancang abutment 2

Depth	N SP T	Eo = 28 N	D = 0,70 m	D = 0,7 m	D = 0,7 m	D = 0,70 m
			ko = $0.2 * Eo * D^{3/4}$	y = 1,0 cm k = $ko * y^{-1/2}$	kv = ko * A	kx=ky = k * D * dz
m		kg/cm <sub>2</sub>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	ton/m	ton/m
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
-1	5	140	1,16	1,16	445,27	809,90
-2	5	140	1,16	1,16	445,27	809,90
-3	6	168	1,39	1,39	534,32	971,88
-4	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-5	3	84	0,69	0,69	267,16	485,94
-6	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-7	5	140	1,16	1,16	445,27	809,90
-8	5	140	1,16	1,16	445,27	809,90
-9	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92



-10	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-11	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-12	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-13	3	84	0,69	0,69	267,16	485,94
-14	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-15	4	112	0,93	0,93	356,21	647,92
-16	12	336	2,78	2,78	1068,6	1943,77
-17	21	588	4,86	4,86	1870,1	3401,59
-18	32	896	7,40	7,40	2849,7	5183,37
-19	60	1680	13,88	13,88	5343,2	9718,83
-20	60	1680	13,88	13,88	5343,2	9718,83
-21	60	1680	13,88	13,88	5343,2	9718,83
-22	60	1680	13,88	13,88	5343,2	9718,83
-23	60	1680	13,88	13,88	5343,2	9718,83



Gambar 6. 27 Permodelan pilar di SAP2000

Dari aplikasi SAP2000 diperoleh gaya maksimum dengan kombinasi  $1,3D + Ex + 30\%Ey + Ta$

### 3. Tulangan arah memanjang

$$Mu = 4527717 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,8 \\ d' &= 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4527717 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1225^2} \\ &= 0,0037 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,28 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,0037}{390}} \right) \\ &= 0,00010\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\rho_{min} &\leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max} \\ 0,0036 &< 0,000180 < 0,021\end{aligned}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1225 \\ &= 4397,4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D25-100**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (25\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 4909 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

#### 4. Tulangan arah melintang

$$M_u = 13294421 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{13294421 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1225^2} \\ &= 0,011 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,28 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,011}{390}} \right) \\ &= 0,000027 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000027 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1225 \\ &= 42487,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D25-100**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (25\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 4909 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 6.4. 9 Penulangan Kolom Pilar

### 3. Tulangan arah vertikal

$$M_u = 5133327,9 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{5133327,9 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 1028^2} \\ &= 0,006 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 75\% \times p_{balance} \\ &= 75\% \times 0,28 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,006}{390}} \right) \\ &= 0,000016\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\rho_{min} &\leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max} \\ 0,0036 &< 0,000016 < 0,021\end{aligned}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1028 \\ &= 3690,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D22-100**

$$\begin{aligned}A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (22\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 3801 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

#### 4. Tulangan bagi

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned}A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 3801 \text{ mm}^2 \\ &= 760,26 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D19

$$\begin{aligned}A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 1327 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D19-150**

### 6.4.10 Penulangan Pier Head

#### 1. Tulangan arah vertikal

$$M_u = 155028 \text{ N.mm}$$

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{155028 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 928^2}$$

$$= 0,00023 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,00023}{390}} \right)$$

$$= 0,000001$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,000001 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 928 \\ &= 3331,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D22-100**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (22\text{mm})^2 \times 100\text{mm} \\ &= 3801 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

## 2. Tulangan bagi

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 3801 \text{ mm}^2 \\ &= 760,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (13\text{mm})^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{Sp} = \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} = \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{100 \text{ mm}} = 1327 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

Dipakai tulangan susut **D13-100**

Tabel 6. 33 Resume kebutuhan tulangan pilar

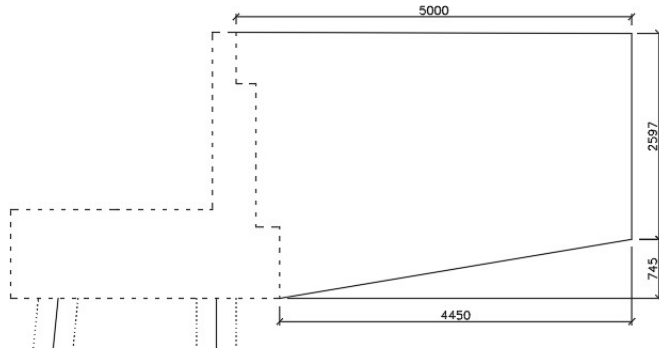
Letak	Tulangan	Asperlu	Aspasang	Tulangan (terpasang)
		(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	
Pier head	Tulangan Vertikal	3331,3	3801	D22 - 100
	Tulangan Horizontal	760,3	1327	D13 - 100
Kolom	Tulangan Vertikal	3690,3	3801	D22 - 100
	Tulangan Horizontal	760,3	1890	D19 - 150
Pile Cap	Tulangan memanjang	4397,4	4909	D25 - 100
	Tulangan Melintang	4287,5	4909	D25 - 100

## 6.5 Perencanaan Wingwall

### 6.5.1 Pembebanan Wingwall

#### 1. Berat Sendiri Wingwall

Dengan menggunakan program bantu SAP2000, maka berat sendiri wingwall sudah terhitung dengan ketebalan dinding 30 cm.



Gambar 6. 28 Dimensi wingwall

#### 2. Tekanan Tanah

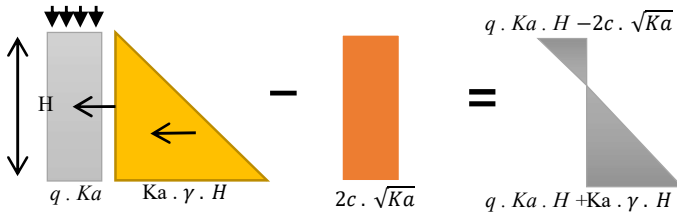
Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2kN/m <sup>3</sup>
Tinggi timbunan	(h)	= 3,37m
Berat tanah timbunan	(W)	= $\gamma \times H$
		= 17,2 kN/m <sup>3</sup> x 3,37m
		= 57,96 kN/m <sup>2</sup>
Berat jenis timbunan	( $\gamma$ )	= 17,2kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser	( $\phi$ )	= 30 <sup>0</sup>
C (tanah timbunan)		= 0,12
Lebar abutment (B)		= 12,0m

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\
 &= \tan^2(45 - 30/2) \\
 &= 0,33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \text{beban lalu lintas dengan asumsi urugan 60 cm} \\
 &= 0,6 \text{ m} \times \gamma \text{ tanah} \\
 &= 0,6 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= K_a \times q \times (H + 0,6m) \\
 &= 0,33 \times 10,32 \text{ kN/m}^2 \times (3,37m + 0,6m) \\
 &= 13,66 \text{ kN/m}^2 \\
 Pa_2 &= K_a \times \gamma \text{ tanah} \times H \\
 &= 0,33 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \times 3,37 \text{ m} \\
 &= 65,11 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 29 Distribusi tekanan tanah aktif menurut rankine

Maka didapatkan total distribusi tekanan tanah aktif, kemudian dihitung koefisien C dan D dengan rumus substitusi untuk dimasukkan pada program SAP2000

$$\begin{aligned}
 Ea_1 &= Pa_1 = 13,66 \text{ kN/m}^2 \\
 Ea_2 &= Pa_1 + Pa_2 = 78,77 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Pers 1 } Ea_1 &= z A + B \\
 \text{Pers 2 } Ea_2 &= z A + B \\
 \text{Pers 1 } 13,66 &= 0,00 A + B \\
 \text{Pers 2 } 78,77 &= -3,37A + B \\
 -65,11 &= 3,37 A \\
 C &= -19,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Nilai A disubstitusi ke persamaan 1

$$\begin{aligned}
 \text{Pers 1 } 13,66 &= 0,00 A + B \\
 13,66 &= (0,00 \times (-19,3)) + B \\
 D &= 13,66
 \end{aligned}$$

Pattern Data

Pattern Name: Tanah

Pattern Assignment Type:

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight Per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0

Constant B: 0

Constant C: -19.3

Constant D: 13.66

Restrictions:

- Use all values
- Zero Negative values
- Zero Positive values

Options:

- Add to existing values
- Replace existing values
- Delete existing values

OK Cancel

---

Area Surface Pressure Load

Load Pattern Name: + Tanah Aktif

Units: Kgf. m. C

Pressure:

- By Element
- By Joint Pattern

Pressure: [ ]

Face: Top

Options:

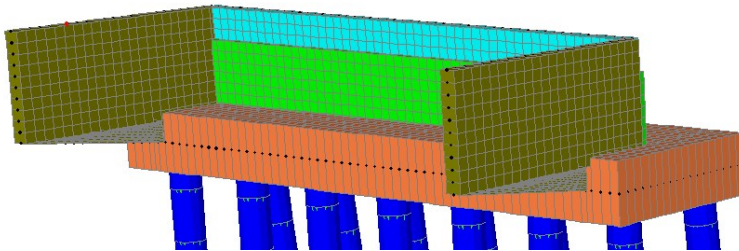
- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Pattern: Tanah

Multiplier: 1

OK Cancel

Gambar 6. 30 Input nilai C dan D serta beban tekanan tanah



Gambar 6. 31 Permodelan wingwall pada SAP2000

## 6.5.2 Perencanaan Tulangan Wingwall

### 1. Penulangan Horisontal

$$Mu = 5133327,9 \text{ N.mm}$$

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

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{5185788 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 234^2} = 0,118 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,118}{390}} \right)$$

$$= 0,00030$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,00030 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times D$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 234$$

$$= 840,0 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D16-200**

$$A_s' = 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm}$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 200\text{mm}$$

$$= 1005 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

## 2. Penulangan Vertikal

$$\text{Mu} = 3045592 \text{ N.mm}$$

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

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

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

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

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3045592 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 234^2} \\ &= 0,07 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\ &= 18,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0036 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 75\% \times \rho_{balance} \\ &= 75\% \times 0,28 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,07}{390}} \right) \\ &= 0,00017 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rclclcl} \rho_{min} & \leq & \rho_{perlu} & \leq & \rho_{max} \\ 0,0036 & < & 0,000179 & < & 0,021 \end{array}$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times D \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 234 \\ &= 840,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D16-200**

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times 100\text{mm} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 200\text{mm} \\ &= 1005 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{(OK)}$$

Tabel 6. 34 Reume penulangan wingwall

Letak	Tulangan	As (perlu)	As (terpasang)	Tulangan (terpasang)
		(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	
Stopper	Tulangan Vertikal	840,0	1005	D 16 -200
	Tulangan Horizontal	840,0	1005	D 16 -200

### 6.6 Pelat Injak

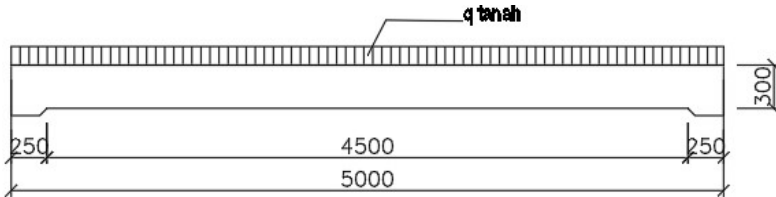
Pelat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh konsol abutment. Fungsi pelat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

#### 6.6.1 Pembebanan Pelat Injak

Konstruksi pelat injak jembatan ini direncanakan terbuat dari beton bertulang dengan mutu beton  $f_c' = 30 \text{ Mpa}$  dan tulangan yang dipasang adalah tulangan dengan mutu  $f_{sy} = 390 \text{ Mpa}$ .

Direncanakan:

- Panjang (l) = 5000 mm
- Tinggi (h) = 300 mm
- Lebar (b) = 1000 mm
- H tanah = 300 mm



Gambar 6. 32 Dimensi pelat injak

Perhitungan momen pelat injak

## 1. Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= b \times h \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 1 \times 0,3 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

## 2. Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}\text{Berat aspal} &= b \times h \times \gamma_{\text{aspal}} \\ &= 1 \times 0,07 \times 22 = 1,54 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat hujan} &= b \times h \times \gamma_{\text{hujan}} \\ &= 1 \times 0,05 \times 10 = 0,49 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

## 3. Beban Hidup (BTR)

BTR = Untuk  $L < 30 \text{ m}$ 

$$q = 9,0 \text{ kPa}$$

$$q = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}q_{\text{BTR}} &= q \times b_l \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 9 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Tabel 6. 35 Kombinasi pembebanan pelat injak

No	Aksi / Beban	Fak.	Vu	Bentang	Mu
		Beb.	kN/m	m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	9,75	5	30,47
2	Beban UDL	1,30	11,70	5	36,56
3	Beban Aspal	2,00	3,08	5	9,63
4	Beban Air Hujan	2,00	0,98	5	3,06
	Total		24,53		76,66

## 6.6.2 Perencanaan Tulangan Pelat Injak

$$M_u = 76656250 \text{ kN.m}$$

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

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$D \text{ tul. lentur} = 13 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ tul. bagi} = 10 \text{ mm}$$

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

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{76656250 \text{ N.mm}}{0,8 \times 1000 \times 270^2}$$

$$= 0,033 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,4$$

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

$$= 0,0036$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{max} = 75\% \times \rho_{balance}$$

$$= 75\% \times 0,28$$

$$= 0,021$$

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

$$= \frac{1}{18,4} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,4 \times 0,033}{390}} \right)$$

$$= 0,0035$$

Kontrol :

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{max}$$

$$0,0036 < 0,0035 < 0,021$$

Karena nilai  $\rho_{perlu}$  lebih kecil dibandingkan  $\rho_{min}$ , maka digunakan nilai  $\rho_{min}$ . Luasan tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times D$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 270$$

$$= 969,23 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas penulangan utama dengan **D16-150**

$$A_s' = 0,25 \times \pi \times D^2 \times 150\text{mm}$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 150\text{mm}$$

$$= 1004,8 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

Kebutuhan luasan tulangan bagi :

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 1004,8 \text{ mm}^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan luas penulangan utama dengan tulangan D10

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times (10\text{mm})^2 \\ &= 78,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_p} &= \frac{1000 \times A_s' \text{ tul}}{s} &= \frac{1000 \times 132,73\text{mm}^2}{150 \text{ mm}} \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 & \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut **D10-150**



*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”*

## BAB VII PENUTUP

### 7.1 Kesimpulan

- 1) Untuk menentukan jumlah kawat (*strand*) yang diperlukan *precast concrete I girder*, berdasarkan momen total yang bekerja saat kondisi bangunan beroperasi direncanakan 4 tendon dengan masing-masing tendon berjumlah 21 *strand* diantaranya pada tendon ke 2 berjumlah 22 *strand*. *I girder* direncanakan dengan metode *post tension* dua sisi, Sedangkan kehilangan yang terjadi dibagi menjadi :

Kehilangan Prategang Langsung

- a. Akibat gesekan
- b. Pengankuran
- c. Perpendekan elastis

Kehilangan Prategang Tak Langsung

- a. Akibat susut beton
- b. Akibat rangkai
- c. Akibat relaksasi baja

Dengan total kehilangan sebesar 22,21%, dan terjadi lendutan saat kondisi layan sebesar 0,75 mm kebawah.

Pada *voided slab* sama direncanakan dengan metode *pretension*, dari momen total yang diperoleh didapatkan kebutuhan kawat (*srand*) sebanyak 27 *strand*. Kehilangan prategang yang diperhitungkan adalah sebagai berikut :

Kehilangan Prategang Langsung

- a. Perpendekan elastis

Kehilangan Prategang Tak Langsung

- a. Akibat susut beton
- b. Akibat rangkai
- c. Akibat relaksasi baja

Dengan kehilangan prategang sebesar 16,29%, dan lendutan 0,62 mm kebawah

- 2) Perencanaan desain *precast concrete I girder* berdasarkan pada SNI T-12-2004 terkait ukuran dari balok I girder didapatkan ukuran  $H=2,1$  m dan  $B=0,8$  m. Kemudian disesuaikan dengan desain yang tersedia di pasaran.
- 3) Luasan *voided slab* tidak kurang dari 85% luasan total penampang (*PCI Design Handbook 7th Edition Chapter 13.2.2*). Untuk ukuran tinggi tetap mengacu pada SNI T-12-2004 dan lebar yang direncanakan sesuai dengan kebutuhan yaitu 1 m untuk memudahkan pengangkutan.
- 4) Penulangan pelat *precast* sekaligus menahan beban layan dengan ukuran pelat *precast*  $1 \times 1,2$  m direncanakan pelat satu arah, diperoleh tulangan utama D16-150 dan tulangan bagi D13-150. Penulang pada tumpuan juga bedikian diperoleh tulangan utama D16-150 dan tulangan bagi D13-150.
- 5) Kebutuhan elastomer pada I girder berukuran  $500 \times 300$  dengan tebal total 39,6 mm. Sedangkan pada *Voided slab* berukuran  $300 \times 150$  dengan tebal 24,4 mm
- 6) Perencanaan abutment 1 dimana memikul I girder, diperoleh kebutuhan tiang pancang sejumlah 14 buah pancang, pada abutment 2 yang memikul *voided slab* diperoleh 12 tiang pancang diameter 60 cm, sedangkan pilar diperoleh 27 tiang pancang diameter 70 cm. Seluruh pancang yang digunakan adalah *stell pile pipe*.

Penulangan Abutment 1

Pilecap = D22-100

Stopper = D16-100 (vertikal)  
= D13-200 (horisontal)

Penulangan Abutment 2

Pilecap = D22-100

Dinding = D25-100 (vertikal)  
= D13-100 (horisontal)

Stopper = D16-200 (vertikal)  
= D13-200 (bagi)

**Penulangan Pilar**

Pilecap = D22-100

Kolom = D22-100 (vertikal)  
= D19-150 (horisontal)

Pierhead = D22-100 (vertikal)  
= D13-100 (horisontal)

Penulangan Pelat Ijak didapatkan 16-150 dan tulangan bagi D10-150

Penulangan Wing wall arah vertikal dan horisontal D16-200

*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”*

**DAFTAR PUSTAKA**

- Badan Standarisasi Nasional, 2004. *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*. RSNI T-12-2004. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2016, *Standar Pembebanan Untuk Jembatan*. SNI-1725-2016. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. SNI 2833-2016. Jakarta: BSN.
- Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Management System dan Bridge Design Manual)*.
- Nawy, Edward G, 2001. *Beton prategang Suatu Pendekatan Mendasar*. Jakarta: Erlangga.
- Ned, T. L. & Burn, H., 1996. *Desain Struktur Beton Prategang*. Third Ed. Jakarta: Erlangga.
- Precast/Prestress Concrete Institute. 2014. *A Design Handbook: Precast and Prestress Concrete*. 8<sup>th</sup> edition. PCI. Chicago.
- Sosrodarsono, S., Nakazawa, K 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: PT Pradnya Paramita

*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”*

## **LAMPIRAN**



*“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”*

# 1 - STRAND

## 1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f <sub>p0.1k</sub> (MPa)	1634 <sup>1</sup>	1640 <sup>1</sup>	1675 <sup>2</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>pk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>pk</sub> (kN)	173	186	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>3</sup> after 1000 h at 20°C and 0.7 x F <sub>pk</sub>	(%)	max. 2.5		

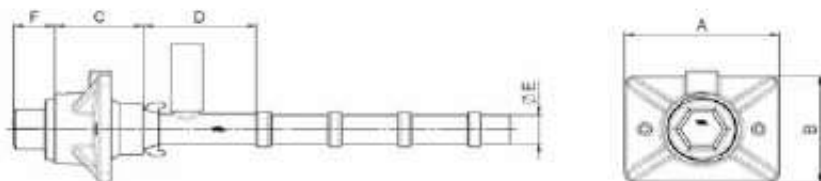
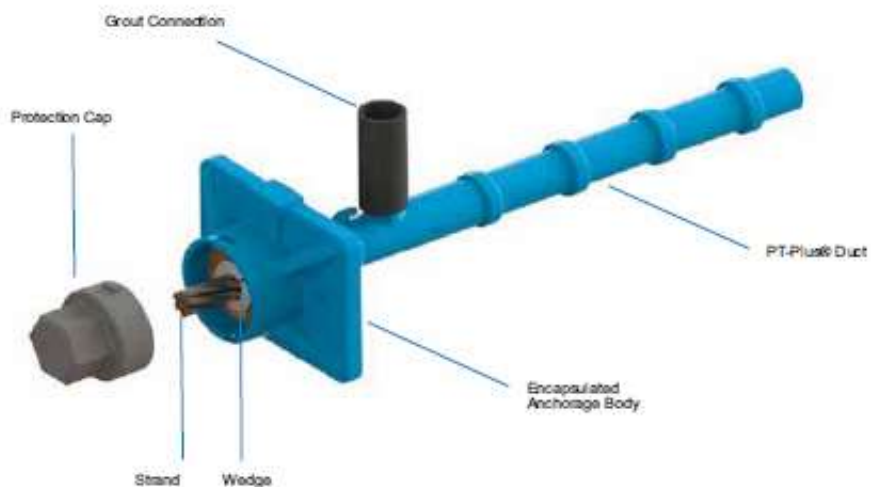
- 1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension  
 2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand  
 3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

## 1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area		Breaking load			Corrugated steel duct <sup>3</sup> (recommended)		Corrugated plastic duct <sup>3</sup> VSL PT-PLUS®		Steel pipes	
		A <sub>p</sub> acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	Ø ext x t
		d=12.5 mm A <sub>p</sub> =93 mm <sup>2</sup>	d=12.9 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.7 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.5 mm A <sub>p</sub> =93 mm <sup>2</sup>	d=12.9 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.7 mm A <sub>p</sub> =98.7 mm <sup>2</sup>					
		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 <sup>4</sup>	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 <sup>4</sup>	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 <sup>4</sup>	7	76/25 <sup>4</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

- 1) Flat ducts possible as well  
 2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.  
 3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible  
 4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).  
 5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

Slab Post-Tensioning System  
Internal Bonded Post-Tensioning  
ANCHORAGE TYPE S 6-1 PLUS



Unit	A	B	C	D	ØE	F
6-1	122	94	70	90	22/25	32

**Notes**

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with  $A_p = 140 \text{ mm}^2$  or  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

## Slab Post-Tensioning System

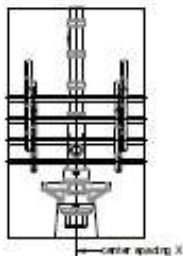
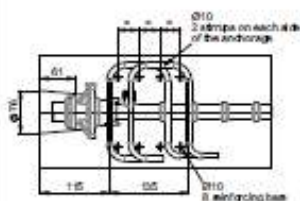


### Internal Bonded and Unbonded Post-Tensioning

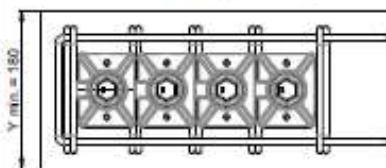
**ANCHORAGE TYPE S 6-1 PLUS and S 6-1 MONO (Strand  $F_{pk} = 260 / 265.5 / 279$  kN)**

**LOCAL ZONE REINFORCEMENT  $f_y = 460 / 500$  N/mm<sup>2</sup>**

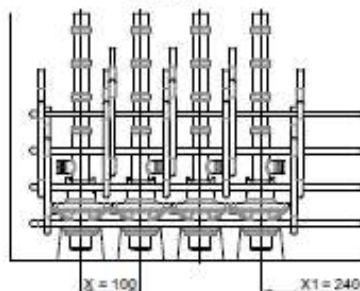
CONCRETE 16/20 MPa



Case I : Grouped anchorages

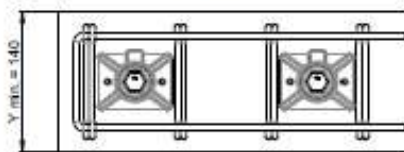


Plan view

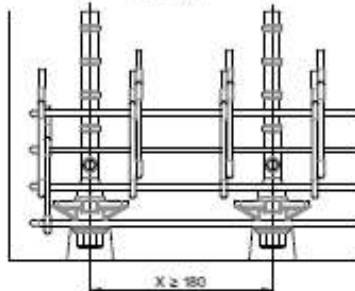


Minimum edge distance: 120mm + concrete cover

Case II : Isolated anchorages



Plan view

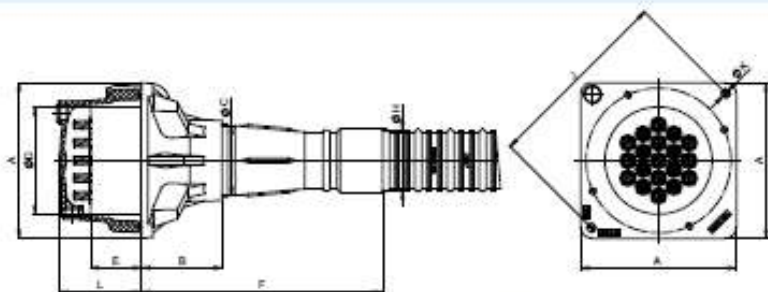
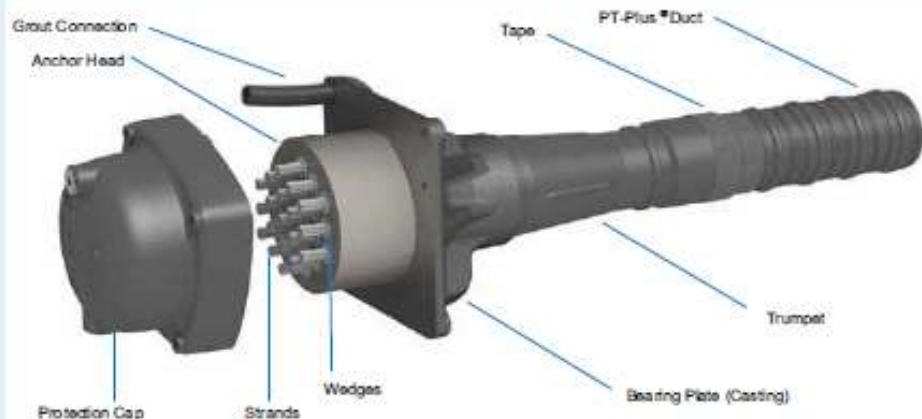


Minimum edge distance:  $X/2$  + concrete cover

#### Notes

Nom. strand breaking load	Min. yield strength for local zone reinforcement
$F_{pk} = 260.4 / 265.5$ kN	$f_y = 460$ N/mm <sup>2</sup>
$F_{pk} = 279$ kN	$f_y = 500$ N/mm <sup>2</sup>

Multistrand Post-Tensioning System  
 Internal Bonded Post-Tensioning  
**ANCHORAGE TYPE GC**



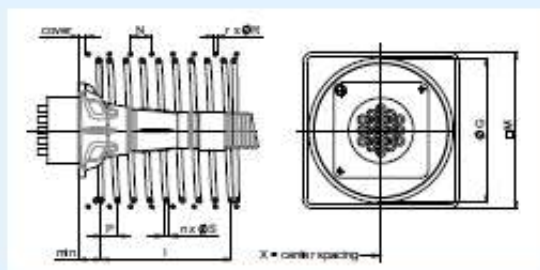
Unit	∅A	B	∅C	∅D	E	F	∅H <sup>R</sup>	J <sup>1/2</sup>	∅K	L
6-3	130	120	50	95	50	120	50	140	M12	105
6-4	140	120	60	110	55	120	60	154	M12	110
6-7	180	135	76	135	60	135	69	210	M12	120
6-12	230	220	92	170	75	220	92	264	M16	135
6-15	260	240	113	190	85	240	113	316	M16	145
6-19	290	150	131	200	95	450	112	354	M16	155
6-22	320	150	153	220	100	640	112	400	M16	160
6-27	350	170	164	240	110	620	127	430	M16	170
6-31	375	170	173	260	120	590	143	470	M16	180
6-37	410	170	196	280	135	770	142	524	M16	200
6-43	470	180	230	320	145	935	166	420	M20	215
6-55	520	180	240	340	160	1035	166	452	M20	230

# Multistrand Post-Tensioning System

## Internal Bonded Post-Tensioning

### ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 279$ kN)

### LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500$ N/mm<sup>2</sup>



Reinforcement consists of a combination of spiral and stirrups

#### CONCRETE 25/50 MPa

Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n	P	ØS	l	ØS	r <sup>90</sup>	N	M	
6-3	10	5	50	150	60	3	4.0	60	180	200
6-4	12	5	60	180	80	3	5.0	90	270	230
6-7	12	7	50	250	20	10	6.0	55	280	305
6-12	18	7	60	345	30	10	5.0	85	380	400
6-15	18	9	50	395	30	8	7.0	70	425	440
6-19	18	10	50	445	40	12	7.0	70	480	495
6-22	20	9	60	490	40	10	6.0	100	515	535
6-27	18	12	50	530	30	18	9.0	65	570	590
6-31	18	13	50	570	30	18	11.0	60	615	635
6-37	20	11	60	630	50	16	10.0	70	670	690

#### CONCRETE 26/35 MPa

Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n	P	ØS	l	ØS	r <sup>90</sup>	N	M	
6-3	10	5	50	140	150	3	4.0	55	185	195
6-4	12	5	60	170	180	3	5.0	50	195	215
6-7	12	8	50	230	200	10	6.0	50	290	290
6-12	18	7	60	330	300	10	6.0	75	390	370
6-15	18	9	50	385	350	8	9.0	50	390	410
6-19	18	9	50	430	350	12	9.0	55	440	460
6-22	20	9	60	485	420	10	7.0	80	475	495
6-27	18	11	50	520	450	16	9.0	60	530	550
6-31	18	13	45	570	495	16	10.0	60	570	590
6-37	20	12	55	635	550	16	9.0	80	625	645

#### CONCRETE 32/40 MPa

Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n	P	ØS	l	ØS	r <sup>90</sup>	N	M	
6-3	12	5	55	155	65	-	-	-	-	175
6-4	12	6	45	180	80	-	-	-	-	200
6-7	12	8	50	215	30	10	6.0	50	245	265
6-12	18	7	55	295	25	10	5.0	80	325	345
6-15	18	8	50	335	30	10	7.0	65	365	385
6-19	18	10	45	375	30	12	7.0	65	410	430
6-22	20	8	60	410	30	12	6.0	65	445	465
6-27	18	11	45	455	40	16	8.0	65	495	515
6-31	18	12	45	490	40	16	10.0	55	530	550
6-37	20	12	50	540	50	16	8.0	85	580	600

#### CONCRETE 36/45 MPa

Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n	P	ØS	l	ØS	r <sup>90</sup>	N	M	
6-3	12	5	50	145	165	-	-	-	-	165
6-4	12	6	45	170	180	-	-	-	-	190
6-7	12	8	65	230	200	-	-	-	-	250
6-12	18	8	50	335	300	-	-	-	-	325
6-15	18	9	50	375	300	10	6.0	65	345	365
6-19	18	9	45	420	315	12	7.0	65	390	410
6-22	20	8	60	465	360	12	6.0	70	430	440
6-27	18	11	45	525	405	16	8.0	60	495	495
6-31	18	11	45	560	405	16	10.0	50	530	520
6-37	20	10	55	620	440	16	10.0	60	580	570

#### CONCRETE 40/50 MPa

Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n	P	ØS	l	ØS	r <sup>90</sup>	N	M	
6-3	12	5	50	135	60	-	-	-	-	155
6-4	12	6	40	160	80	-	-	-	-	180
6-7	12	6	60	220	240	-	-	-	-	240
6-12	18	7	50	285	30	-	-	-	-	315
6-15	20	7	60	330	30	-	-	-	-	350
6-19	18	8	50	385	30	12	6.0	50	370	390
6-22	20	7	60	470	30	12	7.0	65	400	420
6-27	20	8	60	490	30	16	6.0	65	445	465
6-31	20	9	60	435	40	16	7.0	75	480	500
6-37	20	9	60	490	40	20	7.0	80	530	550

# BRIDGE CONCRETE PRODUCTS



## Description

Type of girder	: PC I Girder PC U Girder PC Voided Slab
Prestressing System	: Post-tension, Pretension
Production System	: Segmental, non segmental



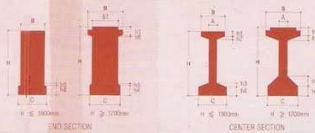
*Innovation and Trust*

## Design and Manufacturing Reference

Design	SNI 03-1725-1989 BMS 7 - 1992 AASHTO - 1992 ACI 318 - 2002 SNI 03-2847-2002	Recommendation for Design Loading of Highway Bridges Bridge Design Code Standard Specification for Highway Bridges Building Code Requirements for Structural Concrete Indonesian Concrete Code
Manufacturing	WIKABETON-09-IK-005	Girder Manufacturing Work Instruction

Notation	Unit	H (cm)					
h1	mm	90	125	160	170	210	230
h2	mm	75	75	125	200	200	200
h3	mm	75	75	75	120	120	120
h4	mm	125	125	225	250	250	250
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50	50
h6	mm	-	-	-	40	40	40
A	mm	170	170	190	200	200	200
B	mm	350	350	550	800	800	800
B1	mm	-	-	-	600	600	600
C	mm	650	650	650	700	700	700

## PC I GIRDER Shape and Dimension



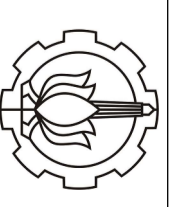
## PC I GIRDER Classification

Span (m)	Beam Spacing (cm)						Span (m)	Beam Spacing (cm)					
	A - Class (Cube : 800 Kg/cm <sup>2</sup> )							B - Class (Cube : 500 Kg/cm <sup>2</sup> )					
	H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230	H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230	
16	185	230					16	185	230				
17	140	230					17	140	230				
18	140	230					18	140	230				
19	140	230					19	230					
20		230					20	185	230				
21		230					21	185	230				
22		230					22	140	230				
23		230					23	140	230				
24		185	230				24	230					
25		185	230				25	140	230				
26		140	230				26	230					
27		140	230				27	185	230				
28			230				28	185	230				
29			230				29	185	230				
30			230				30	140	230				
31			230				31	140	230				
32			230				32	140	185	230			
33			230				33	140	185	230			
34			230				34	185	230				
35			185	230			35	140	230				
36			185	230			36	140	230				
37			185	230			37	140	185	230			
38			140	185	230		38	140	185	230			
39			140	185	230		39	140	185	230			
40			140	140	230		40		185	185			
41			140	140	230		41		140	185			
42			140	140	230		42		140	185			
43			140	140	230		43		140	185			
44				140	230		44		140	140			
45					185	230	45			140	140		
46					185	230	46				140		
47					185	230	47					140	
48					185	185	48					140	
49					185	185	49					140	
50					140	185	50					140	
51					140	185	51					140	
52					140	140	52					140	

# DAFTAR ISI

Potongan Memanjang Jembatan Eksisting dan Rencana .....	1
Peta Situasi dan Denah Memanjang Jembatan.....	2
Potongan Melintang Pilar dan Abutment 1 .....	3
Potongan Melintang Pilar dan Abutment 2 .....	4
Denah dan Potongan I Girder.....	5
Girder Per Segmen .....	6
Stek Diafragma.....	7
Penempatan Tendon I Girder .....	8
Denah <i>Voided Slab</i> dan <i>Penempatan Strand</i> .....	9
Denah Tiang Pancang dan Penulangan Pilar .....	10
Denah Tiang Pancang, Penulangan Pilar, Wingwall, dan Pelat Injak Abutment 2 .....	11
Denah Tiang Pancang, Penulangan Pilar, Wingwall, dan Pelat Injak Abutment 1 .....	12
Detail Penulangan Pelat <i>Precast</i> dan Diafragma .....	13





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 FAKULTAS VOKASI  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 SURABAYA  
 2019

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
 GEDANGAN DENGAN SISTEM GELAGAR  
 BETON PRATEKAN BENTANG 40 METER DAN  
 VOIDED SLAB BENTANG 14 METER

LOKASI

Kabupaten Trenggalek

KETERANGAN

DOSEN PEMBIMBING 1

Baden Buyung Anugraha Alfanidhe, ST., MT.  
 NIP. 19740203 200212 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2

I. Chomaeahdi, Cs., Geo  
 NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA

Wilda April Lyanito  
 NRP. 10111815000006

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

Jembatan Gedangan  
 Kabupaten Trenggalek

JUDUL GAMBAR

SKALA

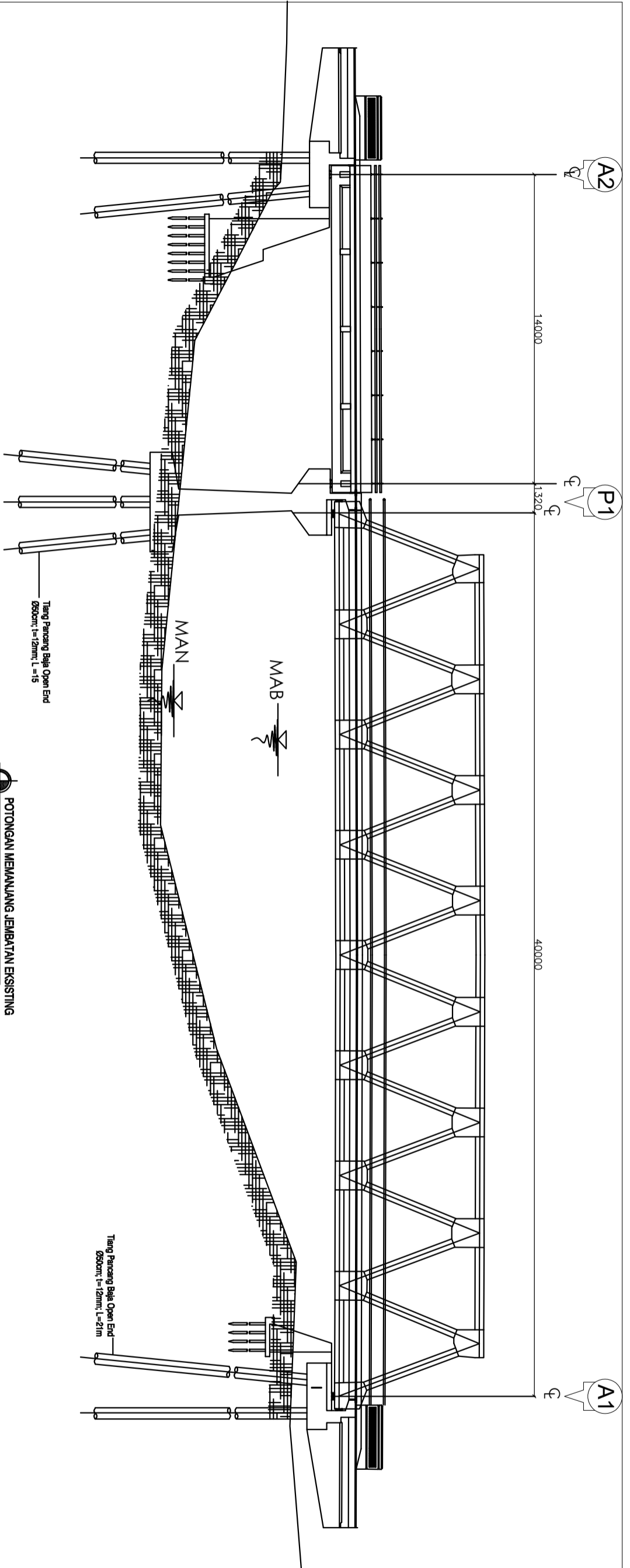
Potongan Memanjang  
 Jembatan Eksisting  
 dan Rencana

N/A

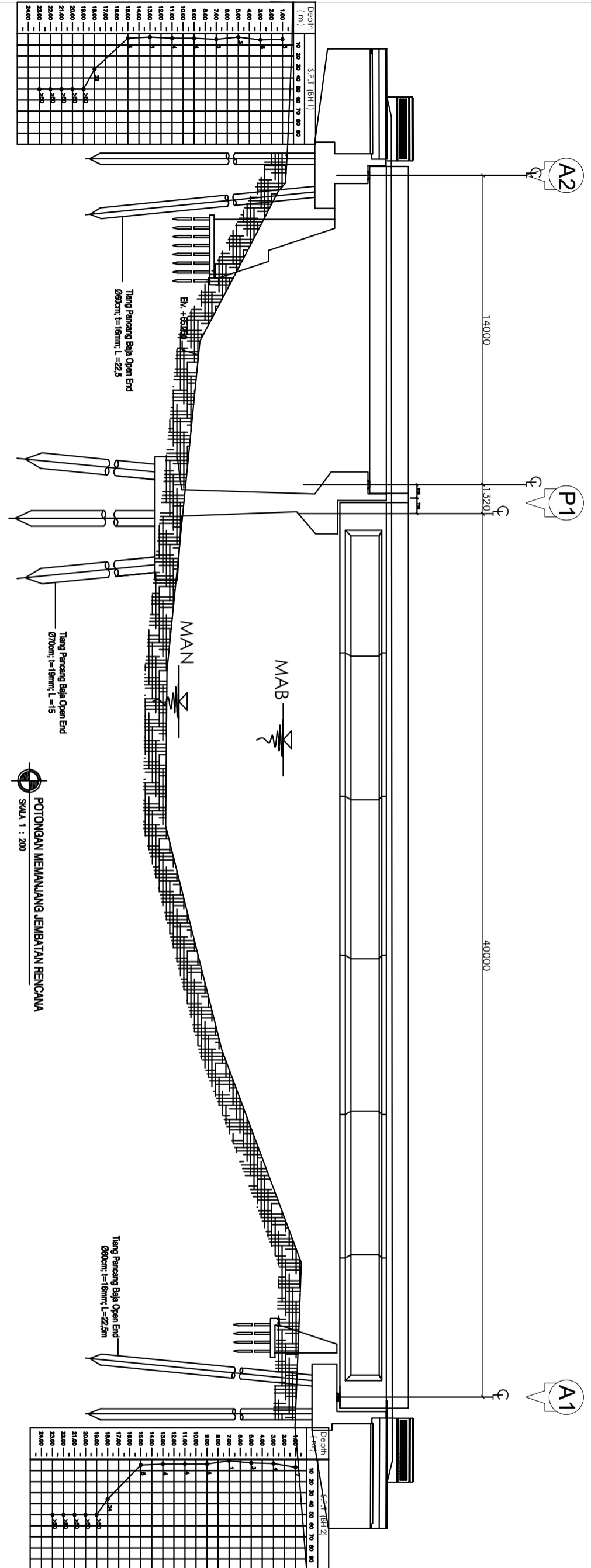
DI GAMBAR PADA

KODE	NO. LBR
STR	01

TGL. 01 Februari 2019



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN EKSTISTING  
 SKALA 1 : 200



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN RENCANA  
 SKALA 1 : 200







INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2019

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
GEDANGAN DENGAN SISTEM GELANGAR  
BETON PRATEKAN BENTANG 40 METER DAN  
VOIDED SLAB BENTANG 14 METER

LOKASI

Kabupaten Trenggalek

KETERANGAN

DOSEN PEMBIMBING 1

Baden Buyung Anugraha Atandhie, ST., MT.  
NIP. 19740203 200212 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2

I. Chomaeedhi, Cs.,Geo  
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA

Wilda April Lyanito  
NRP. 10111815000006

NO KETERANGAN REVISI TANGGAL

SUB KAWASAH/ BANGUNAN

Jembatan Gedangan  
Kabupaten Trenggalek

JUDUL GAMBAR SKALA

Potongan melintang  
Pilar dan abutment 2

N/A

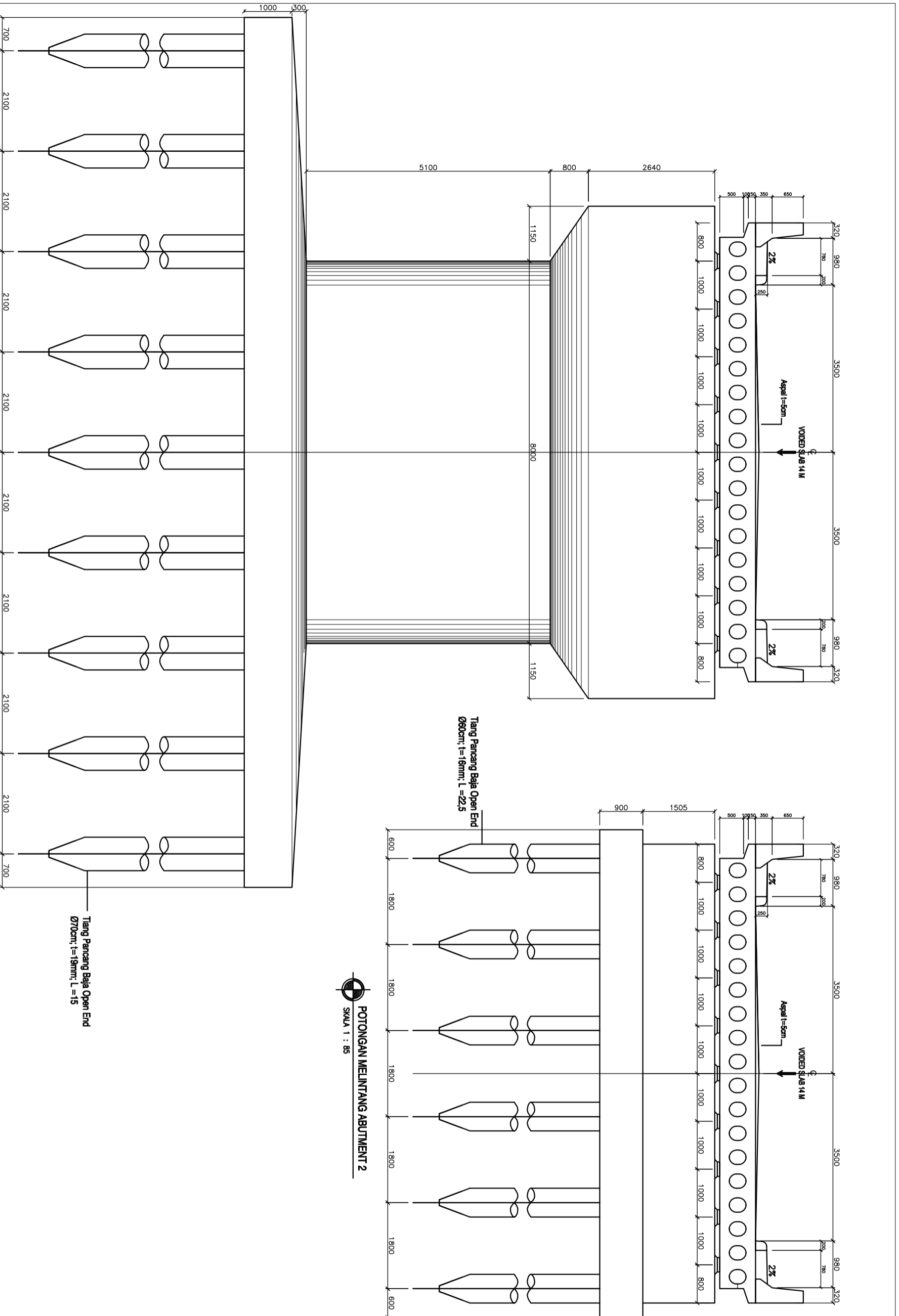
DI GAMBAR PADA

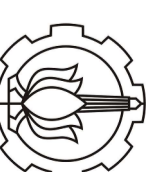
KODE NO. LBR

STR

04

TGL. 01 Februari 2019





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 FAKULTAS VOKASI  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 SURABAYA  
 2019

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
 GEDANGAN DENGAN SISTEM GELANGAR  
 BETON PRATEKAN BENTANG 40 METER DAN  
 VOIDED SLAB BENTANG 14 METER

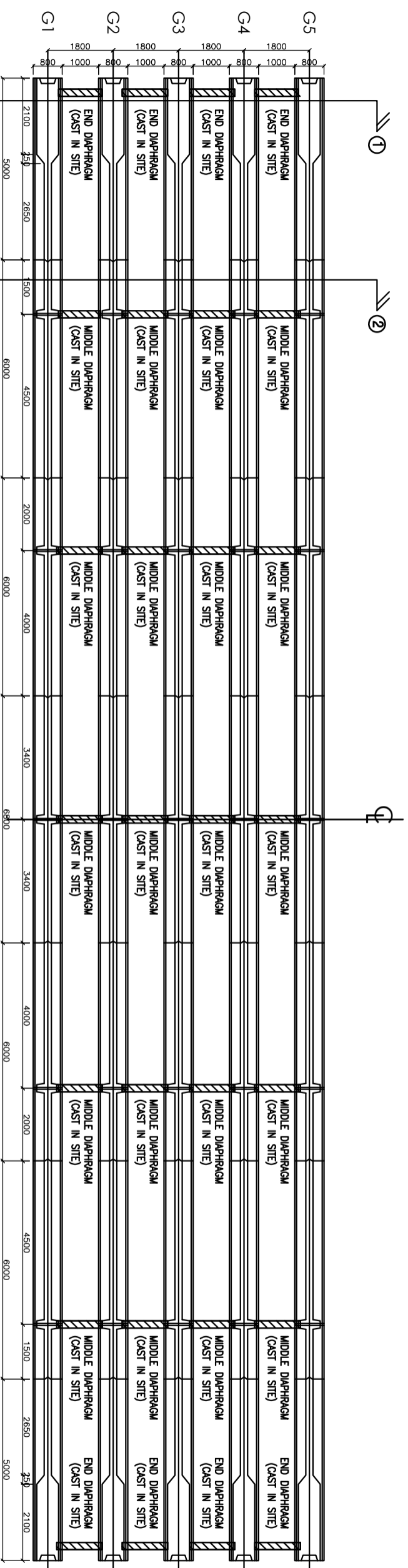
LOKASI

Kabupaten Trenggalek

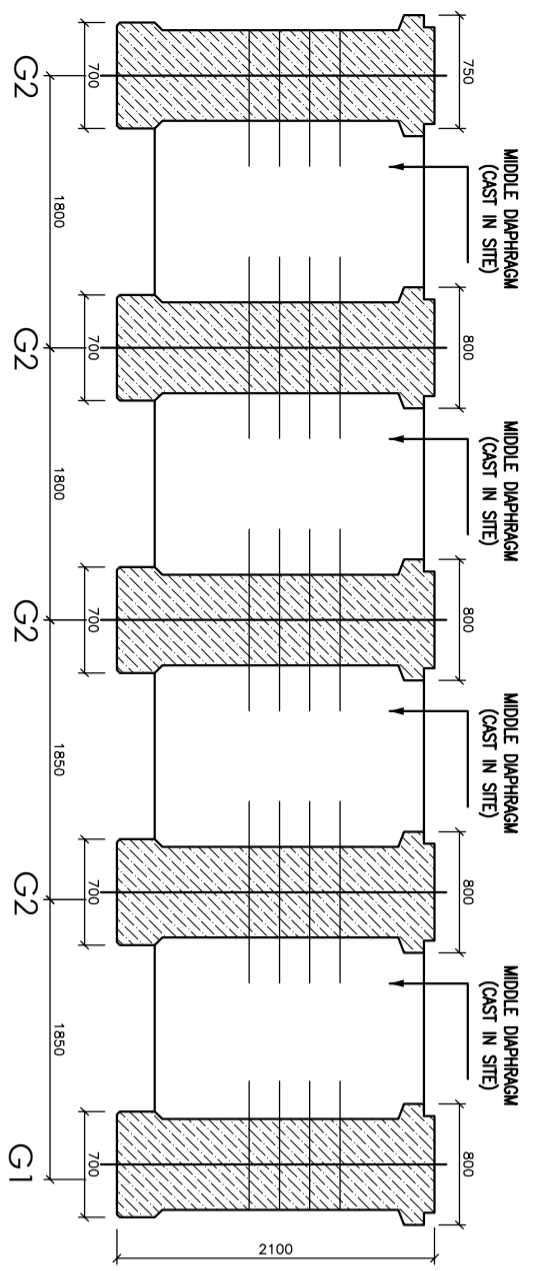
KETERANGAN

DOSEN PEMBIMBING 1	Badan Buwang Anugraha Alandhie, ST., MT.
NIP.	197402032002121002
DOSEN PEMBIMBING 2	Lt.Chomaeethi, Ccs.,Geo
NIP.	195503191984031001
MAHASISMA	Wilda April Lyanita
NRP.	10111815000006

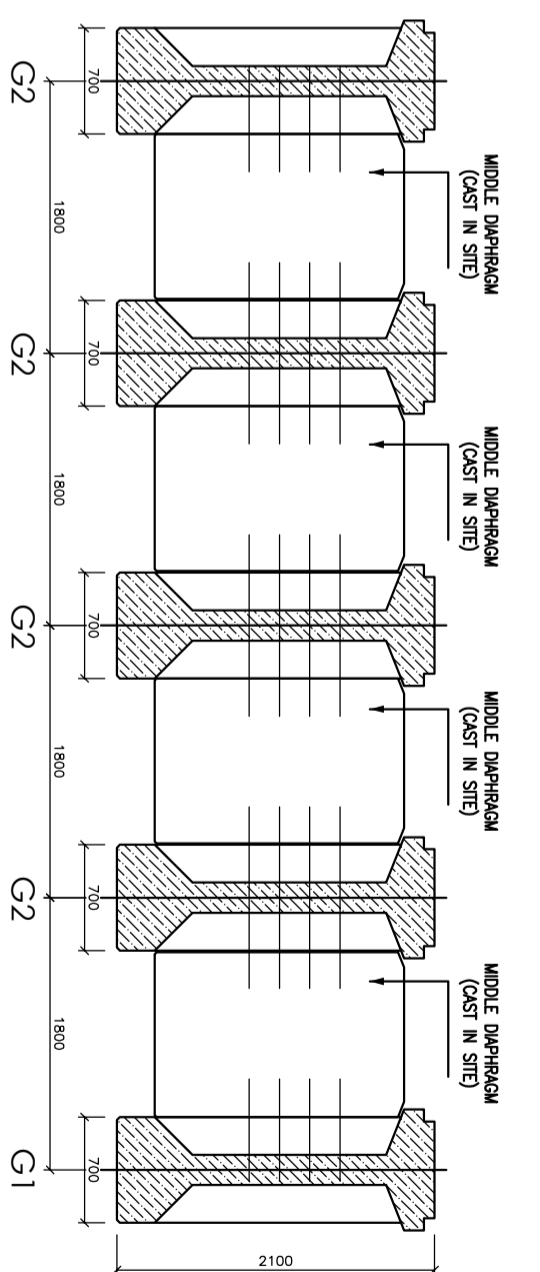
**DENAH GIRDER**  
 SKALA 1 : 130



**POTONGAN 1**  
 SKALA 1 : 50

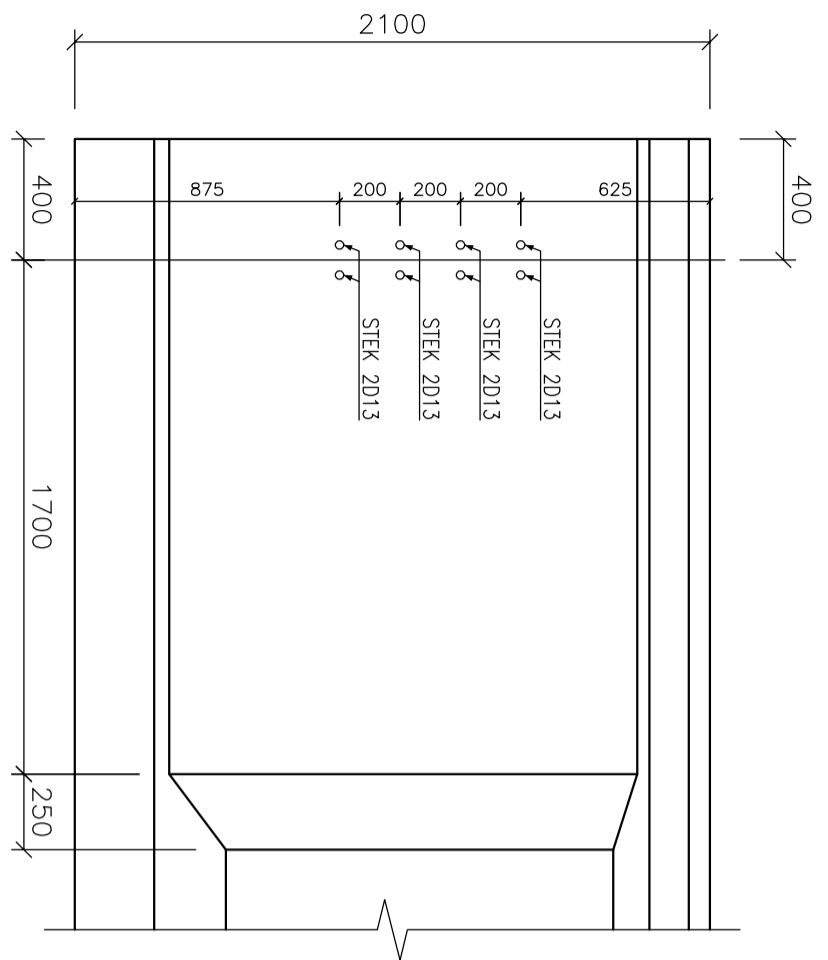
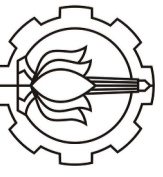


**POTONGAN 2**  
 SKALA 1 : 50

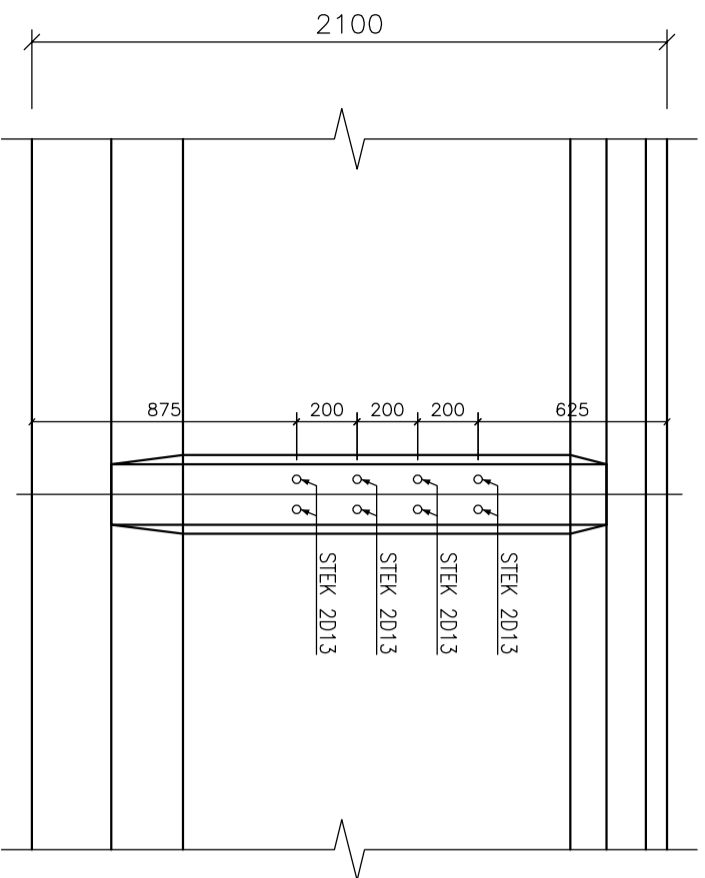
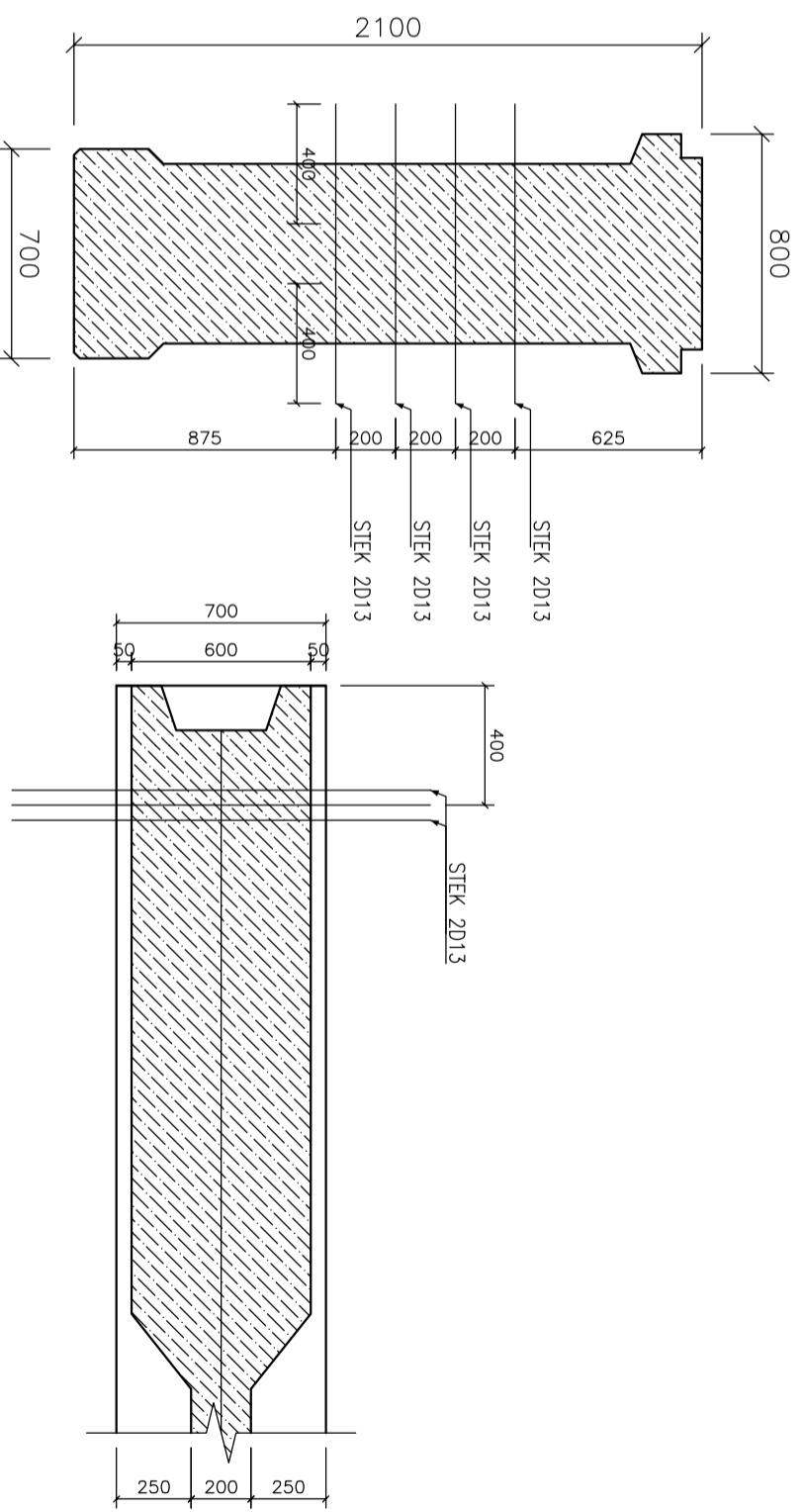


JUDUL GAMBAR	SKALA	
Denah dan Potongan I Girder	N/A	
DI GAMBAR PADA	KODE	NO. LBR
STR	STR	05
TGL. 01 Februari 2019		

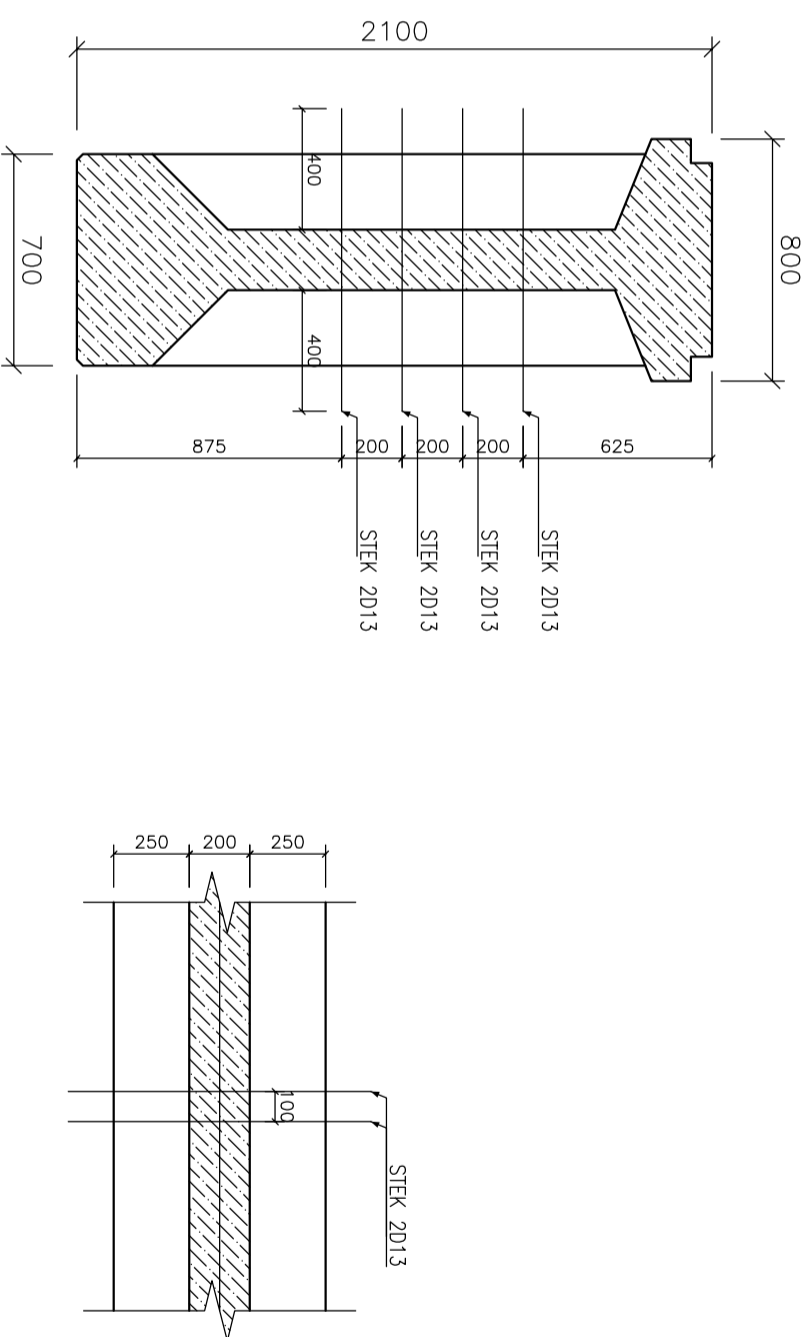




Girder Tepi  
 skala 1 : 25



Girder Tengah  
 skala 1 : 25



DI GAMBAR PADA	KODE	NO. LBR
	STR	07

TGL. 01 Februari 2019

**Stek Diaphragma**

N/A

JUDUL GAMBAR SKALA

Jembatan Gedangan Kabupaten Trenggalek

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

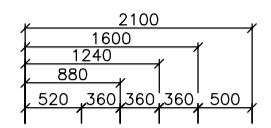
NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

Wilda April Lyanito  
NRP. 10111815000006

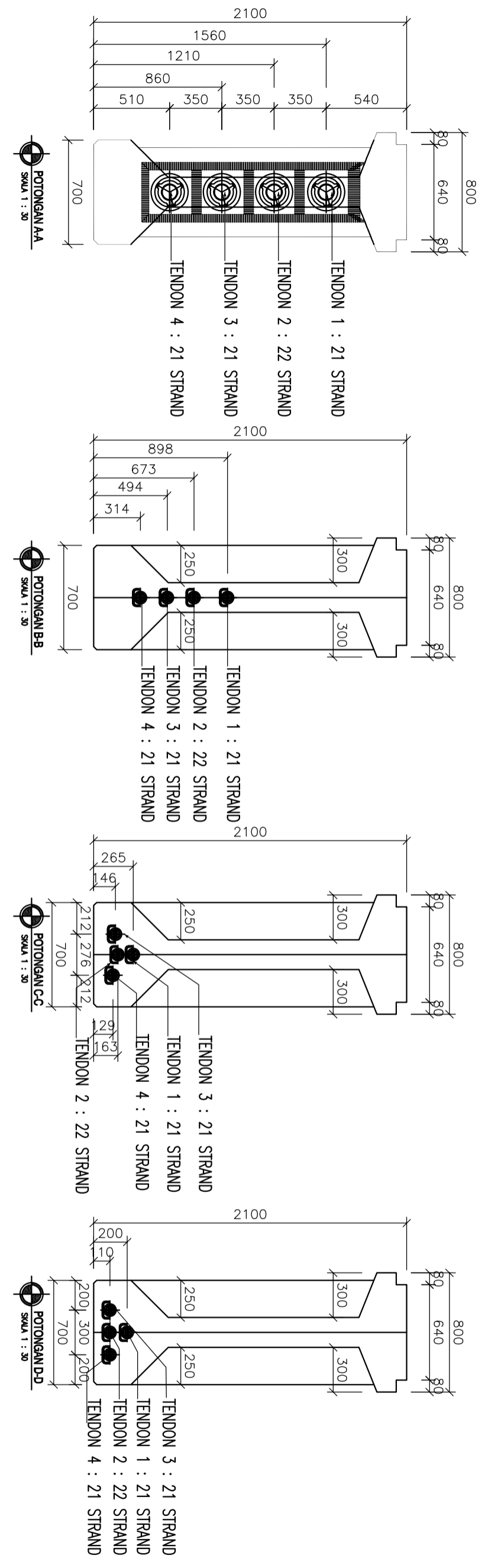
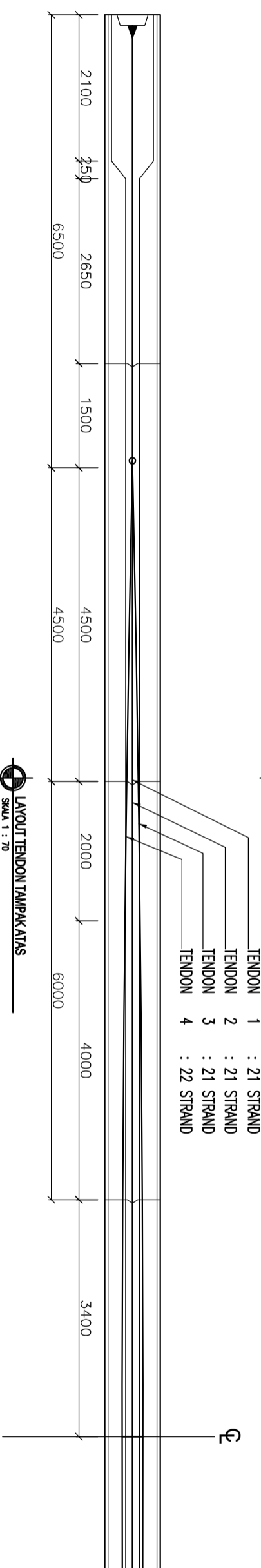
DOSEN PEMBIMBING 1  
Baden Buyung Anugraha Alfanidhe, ST., MT.  
NIP. 19740203 200212 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2  
Ii Chomadhici, Geo  
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA



	Y1	1600	1466	1338.9	1218.5	1104.8	997.8	897.6	804.1	717.3	637.2	563.9	497.3	437.4	384.2	337.8	298.1	265.1	265.1	238.9	206.6	200	206.6	
TENDON 1	Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Y2	1240	1132	1029.3	932.1	840.3	754.0	673.0	597.6	527.5	462.9	403.7	349.9	301.6	258.7	221.2	189.2	162.6	162.6	141.4	115.3	110	115.3	
TENDON 2	Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Y3	880	806.4	736.4	670.2	607.6	548.8	493.7	442.2	394.5	350.5	310.1	273.5	240.6	211.3	185.8	164.0	145.8	145.8	131.4	113.6	110	113.6	
TENDON 3	Z	0	0	0	0	0	0	0	-21	-40	-57	-73	-88	-101	-113	-122	-131	-138	-143	-147	-149	-150	-149	
	Y4	520	480.8	443.5	408.3	375.0	343.6	314.3	286.9	261.5	238.0	216.6	197.1	179.5	163.9	150.4	138.7	129.1	129.1	121.4	111.9	110	111.9	
TENDON 4	Z	0	0	0	0	0	0	0	+21	+40	+57	+73	+88	+101	+113	+122	+131	+138	+143	+147	+149	+150	+149	



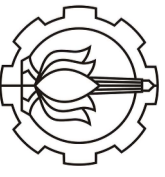












INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 FAKULTAS VOKASI  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 SURABAYA  
 2019

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
 GEDANGAN DENGAN SISTEM GELAGAR  
 BETON PRATEKAN BENTANG 40 METER DAN  
 VOIDED SLAB BENTANG 14 METER

LOKASI

Kabupaten Trenggalek

KETERANGAN

DOSEN PEMBIMBING 1  
 Baden Buyung Anugraha Alandhie, ST., MT.  
 NIP. 19740203 200212 1 002

DOSEN PEMBIMBING 2  
 I. Chomaeedhi, Cs., Geo  
 NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA  
 Winda April Lyanito  
 NRP. 10111815000006

NO. KETERANGAN REVISI

TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN  
 Jembatan Gedangan  
 Kabupaten Trenggalek

JUDUL GAMBAR

SKALA

Detail Penulangan pelat  
 dan Diaphragma

N/A

DI GAMBAR PADA

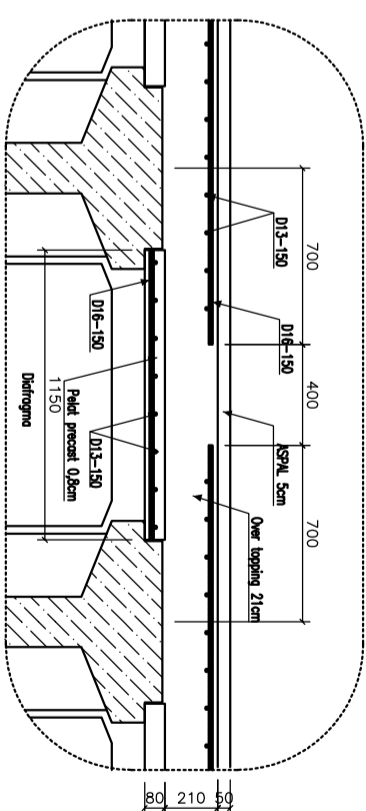
TGL. 01 Februari 2019

KODE

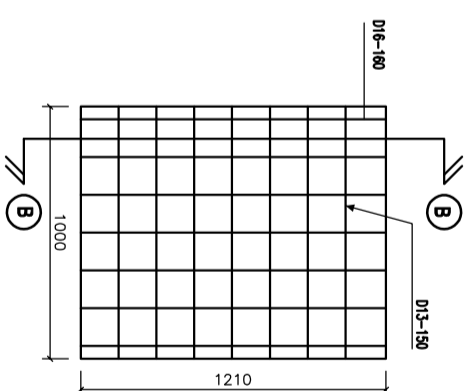
STR

NO. LBR

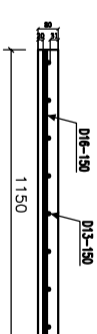
13



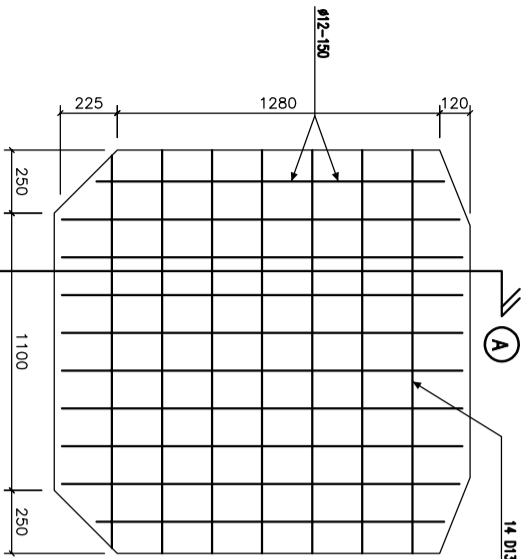
DETAIL PENULANGAN PELAT  
 SKALA 1 : 30



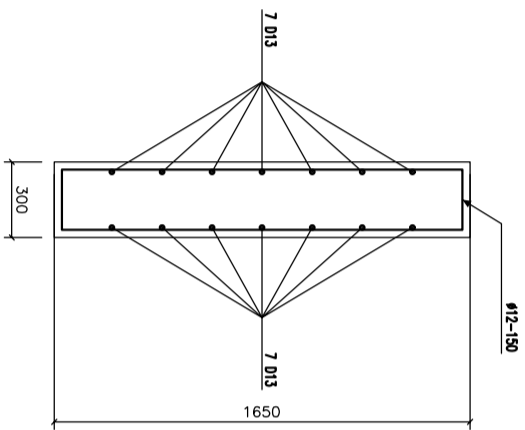
DETAIL PENULANGAN PELAT PRECAST  
 SKALA 1 : 30



POTONGAN B-B  
 SKALA 1 : 30



PENULANGAN DIAPRAGMA GIRDER  
 SKALA 1 : 30



POTONGAN A-A  
 SKALA 1 : 30

## BIODATA PENULIS



Wilda April Liyanto

Penulis dilahirkan di kabupaten Jombang, 11 April 1996, Merupakan anak tunggal. Penulis menempuh pendidikan dimulai dari TK Dharma Wanita Plandaan Jombang lulus tahun 2002, SD Negeri 2 Darurejo tahun 2008, SMP Negeri 2 Plandaan 2011, SMA Negeri Ploso tahun 2014, Kemudian Diploma III Teknik Sipil ITS lulus tahun 2017. Pada tahun 2018 penulis diterima pada program lanjut jenjang studi Diploma IV Teknik Infrastruktur Sipil, Fakultas Vokasi, ITS. Penulis sangat tertarik dengan dunia konstruksi sipil terutama dalam bidang Struktur. Selain kuliah penulis juga sempat mengerjakan beberapa proyek dari dosen terutama bidang struktur bangunan gedung, struktur jembatan, Evaluasi struktur baja bangunan gudang, dan analisa dampak lingkungan lalu lintas. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi siapa saja yang membacanya. Penulis dapat dihubungi melalui email: [wildaaprilliyanto@gmail.com](mailto:wildaaprilliyanto@gmail.com)