



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR TERAPAN - RC145501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT BALOK MENERUS**

WILDA APRIL LIYANTO

NRP.3114 030 054

MARIA AGUSTIN WAHYUNINGTYAS

NRP. 3114 030 057

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES

NIP. 19591130 198601 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA 2017



THESIS APPLIED - RC145501

**DESIGN MODIFICATION OF MOROWUDI 2'S
BRIDGE STRUCTURE IN GRESIK REGENCY
WITH COMPOSITE BEAM**

WILDA APRIL LIYANTO

NRP.3114 030 054

MARIA AGUSTIN WAHYUNINGTYAS

NRP. 3114 030 057

SUPERVISOR

Ir. Sungkono,CES

NIP. 19591130 198601 1 001

**DIPLOMA III PROGRAM OF CIVIL ENGINEERING
CIVIL INFRASTRUCTURE DEPARTEMENT
FACULTY OF VOCATIONAL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya

Pada

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil

Fakultas Vokasi

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya, Juli 2017

Disusun Oleh :

Mahasiswa I,

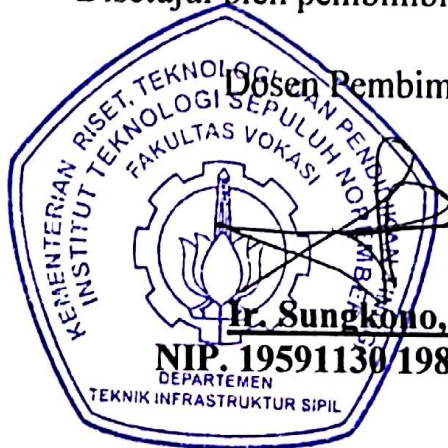
Mahasiswa II,



Wilda April Liyanto
NRP. 3114 030 054

Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Disetujui oleh pembimbing proyek akhir :



Dosen Pembimbing,

27/2017
/7

27 JUL 2017

I. Sungkono, CES

NIP. 195911301986011001

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



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

No. Agenda :
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 13 Juli 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Morowudi II Kab. Gresik dengan Menggunakan Struktur Baja Komposit Balok Menerus		
Nama Mahasiswa 1	Wilda April Liyanto	NRP	3114030054
Nama Mahasiswa 2	Maria Agustin Wahyuningtyas	NRP	3114030057
Dosen Pembimbing 1	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<p>Tulangan pelat rapat! cek perhitungannya, Revisi gomb. 02 Aul. pelat; sambas shear connector; Perku tungan bearing pad pelat baja elastomer 3 mm; tebal total 45 mm</p>	 R. Buyung Anugraha A, ST.MT NIP 19740203 200212 1 002
	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001
<p>As jembatan? unt. gomb. potongan & elevasi; profil tanah; revisi tampak atas denah. Perbimbangan titik sambungan pada gelagar. Sambungan momen dg baut di sayap, samb. geser dg baut pada badan. Abutmen & kecekikan tebalnya. Jumlah tiang abutmen. Perhit. tumpu pancang. Bahan > P. tumpu</p>	 Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003
	- NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI

Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
R. Buyung Anugraha A, ST.MT NIP 19740203 200212 1 002	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003	- NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	Ir. Sungkono, CES NIP 19591130 198601 1 001	- NIP -

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
BALOK MENERUS**

Nama Mahasiswa : Wilda April Liyanto
NRP : 3114030054
Jurusan : Departemen
TeknikInfrastrukturSipil– Fakultas
Vokasi – ITS

Nama Mahasiswa : Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP : 3114030057
Jurusan : Departemen
TeknikInfrastrukturSipil– Fakultas
Vokasi – ITS

Dosen Pembimbing : Ir. Sungkono, CES
NIP :NIP. 19591130 198601 1 001

ABSTRAK

Jembatan Morowudi II menghubungkan desa Morowudi Kecamatan Cerme dengan desa Boboh, kecamatan Menganti Kabupaten Gresik. Jembatan ini memiliki panjang bentang total 85 meter serta lebar 10 meter, dengan struktur atas menggunakan beton prategang, sedangkan struktur pondasi menggunakan bored pile. Pada tugas akhir ini Jembatan Morowudi II dimodifikasi dengan struktur baja balok menerus tiga gelagar, sedangkan struktur bawah menggunakan pile foundation.

Peraturan yang dipakai pada perencanaan jembatan ini mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) dan Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS) 1992.

Perencanaan bangunan atas meliputi pelat lantai dan bangunan pengaman lainnya menggunakan RSNI T-12-2004. Perencanaan sambungan mengacu pada AISC –LRFD. Sedangkan untuk bangunan bawah meliputi : pilar, abutmen, pondasi, tiang pancang, dan elastomer mengacu pada RSNI T-12-2004 serta SNI 2833 : 2013 Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

Jembatan dimodifikasi menggunakan tiga gelagar baja menerus ,dengan bentang ke satu sepanjang 35 meter dan bentang ke dua 50 meter. Analisa pembebanan menggunakan program bantu SAP 2000 dilakukan setelah dihitung beban-beban yang bekerja pada bangunan atas. pada tahap ini dihasilkan ukuran profil gelagar memanjang WF 1600x800x48x30. Perhitungan bangunan bawah menggunakan hitungan manual dengan program bantu excel. Dihasilkan penggunaan pile foundation D 600 mm berjumlah 12 buah pada abutmen 1 dan abutmen 2, sedangkan untuk pilar berjumlah 24 buah.

Kata kunci: Jembatan Morowudi II, struktur baja balok menerus, pile foundation

DESIGN MODIFICATION OF MOROWUDI 2'S BRIDGE STRUCTURE IN GRESIK REGENCY WITH

Student Name : Wilda April Liyanto
NRP : 3114030054
Department : Civil Infrastructure Departement-
Vocational Faculty-ITS

Student Name : Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP : 3114030057
Department : Civil Infrastructure Departement-
Vocational Faculty-ITS

Supervisor : Ir. Sungkono, CES
NIP :NIP. 19591130 198601 1 001

ABSTRACT

Morowudi II bridge connecting Morowudi village Cerme district with Boboh village, Menganti village, Gresik regency. The length of this bridge is 85 meters and width of 10 meters, with pre-stressed concrete on it's upper structure, and bored pile for the foundation. In this thesis applied, Morowudi II bridge has modified with continuous steel beam structre three girder for upper structure, and pile foundation for bottom structure.

In this bridge's engineering phase, the reference is Standar Nasional Indonesia (SNI) and Bridge Design Manual Bridge Management System (BMS) 1992. Engineering of upper structure consist of slab and other safety structure use RSNI T-12-2004 as reference. Engineering of connecting beam refereed to AISC-LRFD. For bottom structure consist of : pillar, abutment, foundation, pile, and elastomer refereed to RSNI T-12-2004 and SNI 2833:2013 Standart of seismic reinforced engineering for bridge..

Bridge has modified with use of 3 continuous steel beam. The first beam has length of 35 meters, and second beam with 50 meters of length. Load analysis use SAP 2000 after calculating every working loads on upper structure. Result of this phase is use of 1600x800x48x30 WF profile on continuous beam. Calculation of bottom structure use Microsoft Excel. The result is use of foundation pile. There are 12 foundation pile with 600 mm diamaters in abutment 1 and 24 foundation pile in abutment 2

Keywords : Morowudi II Bridge, Continious Steel Beam Structure, Pile Foundation

KATA PENGANTAR

Dengan mengucap syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Proposal Tugas Akhir kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Morowudi II dengan Menggunakan Struktur Baja Komposit” dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Proyek Akhir.

Proposal Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Proposal Tugas Akhir ini sebagai langkah awal untuk mengerjakan Tugas Akhir Terapan.

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

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

Surabaya, Juli 2017
Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 BatasanMasalah.....	3
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Lokasi Studi.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Pengertian Balok Komposit.....	5
2.2 Dasar Perencanaan	6
2.3 Prinsip Perencanaan Struktur Baja Komposit	7
2.3.1 Beban Permanen.....	7
2.3.2 Beban hidup.....	9
2.3.3 Beban Sekunder.....	14
2.3.4 KombinasiBeban	21
2.3.5 Material	22
2.4 Bangunan Atas (<i>superstructure</i>).....	24

2.4.1	Tiang sandaran	24
2.4.2	Trotoar	28
2.4.3	Perencanaan Kerb	29
2.4.4	Pelat Lantai.....	30
2.4.5	Gelagar	32
2.4.6	Diafragma.....	37
2.4.7	Shear Connector	37
2.4.8	Sambungan	38
2.4.9	Elastomer.....	40
2.5	Bangunan Bawah.....	44
2.5.2	Pondasi Telapak	47
2.5.3	Pondasi Tiang Pancang	48
2.6	Bangunan Pelengkap Jembatan	49
2.6.1	Pelat Injak.....	49
BAB III METODOLOGI		51
3.1	Flow Chart.....	51
3.2	Data Perencanaan	55
3.2.1	Data Proyek	55
3.3	Pengumpulan Data	55
3.4	Perencanaan Struktur.....	55
3.4.1	Struktur Bangunan Atas	55
3.4.1.1.	Perencanaan Pipa Sandaran.....	55
3.4.1.2.	Perencanaan Tiang Sandaran.....	57
3.4.1.3.	Perhitungan Trotoar.....	61
3.4.1.4.	Perhitungan Kerb.....	63

3.4.1.5.	Perhitungan Pelat Lantai.....	65
3.4.1.6.	Perhitungan Gelagar	71
3.4.1.7.	Perhitungan Diafragma.....	73
3.4.1.8.	Perhitungan Shear Connector	74
3.4.1.9.	Perhitungan Sambungan Baja.....	76
3.4.1.10.	Perhitungan Elastomer	76
3.4.2	Struktur Bangunan Bawah.....	77
3.4.2.1.	Perhitungan Kepala Jembatan (Abutment).....	77
3.4.2.2.	Perhitungan Pondasi Telapak	78
3.4.2.3.	Perhitungan Tiang Pancang.....	78
3.4.3	Struktur Bangunan Pelengkap	79
3.4.3.1.	Perhitungan Pelat Injak	79
BAB IV PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS		81
4.1.	Data Desain Jembatan	81
4.1.1.	Data-Data Desain	81
4.2.	Pipa Sandaran.....	82
4.2.1.	Desain Dimensi Pipa Sandaran	82
4.2.2.	Pembebanan.....	83
4.2.3.	Analisa Struktur.....	83
4.2.4.	Perhitungan Kekuatan Ketahanan pada Pipa Sandaran 83	
4.3.	Tiang Sandaran.....	85
4.3.1.	Desain Tiang Sandaran.....	85
4.3.2.	Pembebanan.....	86
4.3.3.	Analisa Struktur.....	86
4.3.4.	Penulangan pada Tiang Sandaran.....	87

4.4.	Trotoar	88
4.4.1.	Data Trotoar	88
4.4.2.	Pembebanan.....	89
4.4.3.	Analisa Struktur.....	89
4.5.	Kerb.....	89
4.5.1.	Data Kerb	89
4.5.2.	Pembebanan.....	90
4.5.3.	Analisa Struktur.....	90
4.5.4.	Penulangan pada Kerb.....	91
4.6.	Pelat Lantai Kendaraan	92
4.6.1.	Data Pelat Lantai Kendaraan	92
4.6.2.	Pembebanan.....	93
4.6.3.	Momen pada Pelat Kendaraan.....	95
4.6.4.	Penulangan pada Pelat Lantai Kendaraan	100
4.6.5.	Geser Pons.....	104
4.7.	Gelagar Memanjang	106
4.7.1.	Model Gambar Perhitungan	106
4.7.2.	Perhitungan Balok Memanjang	106
4.7.3.	Penentuan Penampang Profil.....	108
4.7.4.	Garis Netral Struktur Komposit.....	112
4.7.5.	Komponen Struktur Komposit Tanpa Perancah	114
4.8.	Shear Connector	119
4.8.1.	Momen Positif.....	119
4.8.2.	Momen Negatif.....	123
4.9.	Diafragma.....	125

4.9.1.	Kontrol Kekuatan Diafragma Horizontal	125
4.9.2.	Kontrol Kekuatan Diafragma Diagonal.....	127
4.10.	Sambungan Baja.....	129
4.10.1.	Sambungan pada Gelagar Memanjang Bentang 35meter	129
4.10.2.	Sambungan pada Gelagar Memanjang Bentang 50 meter	137
4.10.3.	Sambungan pada Simpul 1	140
4.10.4.	Sambungan pada Simpul 2	143
4.11.	Elastomer.....	145
4.11.1.	Beban yang Bekerja pada Elastomer	145
4.11.2.	Perhitungan Elastomer	147
BAB V PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH.....		149
5.1.	Perencanaan Abutment.....	149
5.1.1.	Perencanaan Kepala Jembatan (Abutmen)	149
5.1.2.	Preliminari Abutmen	149
5.2.	Preliminari Abutmen 1 (Bentang 35)	150
5.2.1.	Pembenanan pada Abutment 1	150
5.2.2.	Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang	164
5.2.3.	Perhitungan Daya Dukung Tanah	169
5.2.4.	Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang.....	171
5.2.5.	Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	171
5.2.6.	Perhitungan Pile Cap (Poer)	175
5.2.7.	Perhitungan Dinding Abutment.....	186
5.2.8.	Perhitungan Longitudinal Stopper.....	195
5.2.9.	Perhitungan Korbil Belakang.....	201

5.3	Preliminari Abutmen 2 (Bentang 50)	207
5.3.1	Pembenanan pada Abutment 2	207
5.3.2	Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang	221
5.3.3	Perhitungan Daya Dukung Tanah	226
5.3.4	Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang	228
5.3.5	Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	228
5.3.6	Perhitungan Pile Cap (Poer)	232
5.3.7	Perhitungan Dinding Abutment.....	241
5.3.8	Perhitungan Longitudinal Stopper.....	250
5.3.9	Perhitungan Korbil Belakang.....	256
BAB VI PERHITUNGAN BANGUNAN PELENGKAP		315
6.1.	Perhitungan Pelat Injak	315
6.1.1.	Analisa Pembebanan	315
6.1.2.	Perhitungan Gaya dan Momen Pelat Injak	316
6.1.3.	Perhitungan Penulangan Pelat Injak	316
6.2.	Perhitungan Wing Wall	320
6.2.1	Analisa Pembebanan Wing Wall.....	320
6.2.2	Perhitungan Penulangan Wing Wall	321
BAB VII KESIMPULAN		324
7.2	Kesimpulan.....	325
DAFTAR PUSTAKA.....		327
BIODATA PENULIS.....		329
BIODATA PENULIS.....		331

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Berat Isi untuk Beban Mati	8
Tabel 2. 2 Faktor Beban untuk Berat Sendiri	8
Tabel 2. 3 Faktor Beban Mati Tambahan	9
Tabel 2. 4 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana.....	10
Tabel 2. 5 Temperature Jembatan Rata-Rata Nominal	16
Tabel 2. 6 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperature	16
Tabel 2. 7 Faktor Modifikasi Respon (R_d) untuk Kolom dan Hubungan dengan Bangunan Bawah.....	17
Tabel 2. 8 Faktor beban akibat pengaruh gempa.	19
Tabel 2. 9 Lendutan Ekuivalen.....	20
Tabel 2. 10 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit	22
Tabel 2. 11 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja...	22
Tabel 2. 12 Sifat Mekanis Baja	23
Tabel 2. 13 Gaya Tarik Minimum.....	38
Tabel 2. 14 Luas Baut.....	39
Tabel 2. 15 Faktor Reduksi	40
Tabel 5.1 Berat sendiri bangunan bawah perhitungan abutment 1	150
Tabel 5.2 Berat sendiri bangunan atas perhitungan abutment 1	151
Tabel 5.3 Beban angin (V_w) abutment 1.....	155
Tabel 5.4 Hasil pengolahan data N-SPT tanah abutment 1	160
Tabel 5.5 Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)	160
Tabel 5.18 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer abutmen 1	175
Tabel 5.19 Kombinasi 1 ultimit pada pile cap abutmen 1	176
Tabel 5.21 Kombinasi 3 ultimit pada pile cap abutmen 1	177
Tabel 5. 22 Beban ultimit gaya aksial satu tiang abutmen 1	178

Tabel 5.23	Perhitungan reaksi tiang pancang abutmen 1	179
Tabel 5.24	Perhitungan momen Poer abutmen 1.....	179
Tabel 5.25	Kombinasi 1 ultimit dinding abutmen 1	190
Tabel 5.26	Kombinasi 2 ultimit dinding abutment 1	190
Tabel 5.27	Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutmen 1	198
Tabel 5. 28	Kombinasi 2ultimit Long Stopper abutmen 1	198
Tabel 5.32	Beban angin (Vw) abutment 1.....	212
Tabel 5.43	Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen 2	223
Tabel 5.49	Kombinasi 2ultimit pada pile cap abutmen 2	233
Tabel 5.50	Kombinasi 3ultimit pada pile cap abutmen 2	233
Tabel 5.51	Beban ultimit gaya aksial satu tiang abutmen 2	234
Tabel 5.52	Perhitungan reaksi tiang pancang abutmen 2	235
Tabel 5.53	Perhitungan momen Poer abutmen 2.....	235
Tabel 5.54	Kombinasi 1 ultimit dinding abutmen 2	245
Tabel 5.55	Kombinasi 2 ultimit dinding abutment 2.....	246
Tabel 5.56	Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutmen 2	253
Tabel 5. 57	Kombinasi 2ultimit Long Stopper abutmen 2	253

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Morowudi II.....	4
Gambar 2. 1 Balok Komposit.....	5
Gambar 2. 2 Beban Lajur “D”	9
Gambar 2. 3 Momen Lentur Positif pada Lapangan 1, 3 dan 5... 11	
Gambar 2. 4 Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4.....	11
Gambar 2. 5 Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2....	11
Gambar 2. 6 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $\leq 5,5$ meter.....	12
Gambar 2. 7 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter.....	12
Gambar 2. 8 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter alternatif.	13
Gambar 2. 9 Pembebanan Truk “T” (500 kN)	13
Gambar 2. 10 Beban lajur D.....	14
Gambar 2. 11 Grafik Beban Rem	15
Gambar 2. 12 Peta Zona Gempa Indonesia	19
Gambar 2. 13 Mekanisme Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa	25
Gambar 2. 14 Permodelan Mekanika Teknik Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa	25
Gambar 2. 15 Resultan momen pada pipa sandaran.....	26
Gambar 2. 16 Permodelan pada tiang sandaran	27
Gambar 2. 17 Asumsi Struktur pada Tiang Sandaran	28
Gambar 2. 18 Permodelan beban yang bekerja pada kerb.....	29
Gambar 2. 19 Dek Bergelombang	32
Gambar 2. 20 Bentuk Abutment.....	44
Gambar 2. 21 Macam – Macam Bentuk Abutment Untuk Mereduksi tekanan Tanah Aktif	45
Gambar 2. 22 Cara Meletakkan Tumit.....	46
Gambar 2. 23 Bentuk Dinding Pilar	47

Gambar3. 1. Tahap - tahap perencanaan	54
Gambar 4. 1 Potongan Pipa.....	82
Gambar 4. 2Pembebanan Pipa Sandaran.....	83
Gambar 4. 3 Desain Tiang Sandaran.....	85
Gambar 4. 4. Pemebanan Truk “T”	94
Gambar 4. 5. Geser Pons	104
Gambar 4. 6. Profil Gelagar	108
Gambar 4. 7 Letak Garis Netral pada Penampang Komposit....	113
Gambar 4. 8 Momen Tumpuan	115
Gambar 4. 9 Momen Tumpuan Negatif	116
Gambar 4. 10. Garis Netral	119
Gambar 4. 11. Shear Connector	121
Gambar 4. 12 Pelat Simpul1.....	140
Gambar 4. 13 Pelat Simpul 2.....	143
Gambar 5. 1Konfigurasi tiang pancang abutment 1	167
Gambar 5. 2Letak titik guling A pada abutment 1	Error!
Bookmark not defined.	
Gambar 5. 3Beban pada Poer Abutment 1	175
Gambar 5. 4Konfigurasi tiang pancang abutment 1	Error!
Bookmark not defined.	
Gambar 5. 5Analisis Gaya dan Momen pada Poer Abutmen 1.	179
Gambar 5. 6Analisa pembebanan pada dinding abutment 1	186
Gambar 5. 7Pembebanan pada longitudinal stopper abutmen 1	195

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jaringan jalan sebagai prasarana dari transportasi paling penting dan strategis dalam rangka mendukung aksesibilitas arus barang, jasa dan manusia secara meluas disuatu wilayah. Salah satunya adalah jembatan yang berfungsi menghubungkan jalan yang terputus, disebabkan adanya rintangan seperti sungai, lembah, jurang dan lain-lain. Keberadaan jembatan saat ini terus mengalami perkembangan, dari bentuk sederhana sampai yang paling kompleks, demikian juga bahan – bahan yang digunakan mulai dari bambu, kayu, beton dan baja. Penggunaan bahan baja untuk sekarang maupun masa mendatang, untuk struktur jembatan akan memberikan keuntungan yang berlebih terhadap perkembangan serta kelancaran sarana transportasi antar daerah maupun antar pulau yang ada di seluruh Indonesia (Siswanto, 1999).

Jembatan Morowudi II dibangun di atas kali Lamong menghubungkan Desa Morowudi, Kecamatan Cerme dengan Desa Boboh, Kecamatan Menganti Kabupaten Gresik. Dengan letaknya yang berada di kawasan industri, tentunya kendaraan yang melintas setiap harinya adalah kendaraan berat. Selain itu demi memperlancar mobilisasi danantisipasi gerusan air sungai, pada tahun 2013 mengalami pemugarandari panjang bentang keseluruhan 75 meter dengan sistem rangka baja 40 meter dan beton bertulang 35 meter, menjadi 85 meter dengan sistem beton bertulang.

Perencanaan teknik jembatan dan pergantian jembatan merupakan salah satu upaya meningkatkan fungsi dan peranan jembatan, sehingga evaluasi lalu lintas disekitar jembatan diperlukan sebagai langkah awal suatu perencanaan teknik yang cermat hingga menghasilkan detail desain

jembatan yang tepat dan efisien untuk memenuhi standart yang ditetapkan. Maka dalam tugas akhir terapan ini, kami akan membahas tentang modifikasi desain struktur Jembatan Morowudi II. Jembatan ini direncanakan menggunakan struktur baja komposit dengan metode balok menerus. Panjang bentang jembatan ini adalah 85 meter yang akan dipisahkan 1 pilar dan 2 abutment.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan pada latar belakang diatas didapatkan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain pada jembatan?
2. Bagaimana memodifikasi desain struktur Jembatan Morowudi II dengan menggunakan struktur baja komposit?
3. Bagaimana merencanakan dimensi struktur bangunan atas, bangunan bawah, perletakan, dan bangunan pelengkap yang sesuai dengan persyaratan dalam Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan?
4. Bagaimana merencanakan pilar agar dapat menahan beban-beban yang diterima oleh pilar tersebut?
5. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk mendapatkan preliminary desain pada jembatan.
2. Untuk mendapatkan perhitungan perencanaan jembatan dengan menggunakan struktur baja komposit.

3. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap.
4. Untuk mendapatkan desain dari pilar yang sesuai dengan perencanaan.
5. Untuk mendapatkan hasil gambar dari struktur yang direncanakan.

1.4 Batasan Masalah

Berdasarkan permasalahan diatas, maka batasan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini hanya pada pekerjaan sipil. Berikut batasan – batasan yang akan kami bahas:

1. Perencanaan dilakukan dalam satu bentang jembatan yang bagian-bagiannya terdiri dari bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap pada jembatan.
2. Perhitungan sambungan dibatasi pada bagian-bagian tertentu yang dianggap mewakili secara keseluruhan
3. Studi tugas akhir ini hanya meninjau segi teknis saja, tanpa memperhitungkan segi waktu dan biaya.
4. Perencanaan tidak meninjau metode pelaksanaan dilapangan.

1.5 Manfaat

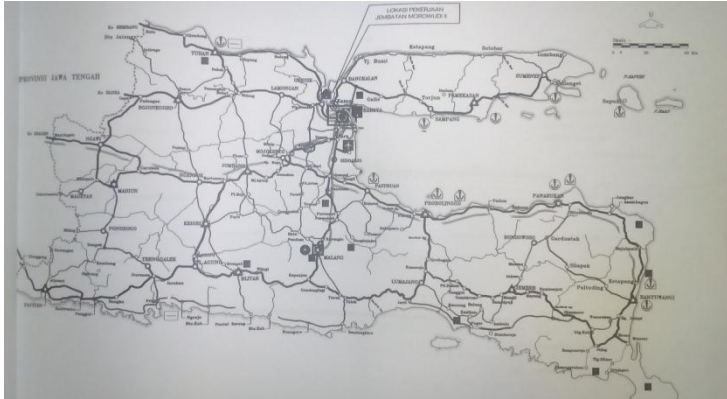
Manfaat yang diharapkan terwujud dengan dibuatnya Tugas Akhir Terapan ini antara lain :

1. Hasil perencanaan yang dilakukan dapat digunakan untuk mendirikan jembatan struktur rangka baja dan baja komposit pada Jembatan Morowudi II.
2. Hasil analisis yang dilakukan dapat mengetahui keadaan dan kemampuan jembatan.
3. Tugas Akhir ini dapat menjadi referensi untuk melakukan perencanaan yang digunakan dan

dipraktikkan dalam mendirikan jembatan baja komposit.

1.6 Lokasi Studi

Jembatan Morowudi II terdapat di Desa Morowudi, Kecamatan Cerme, Kabupaten Gresik, Jawa Timur.

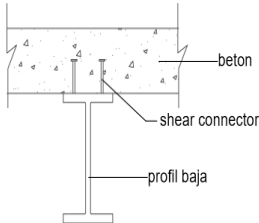


Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Morowudi II

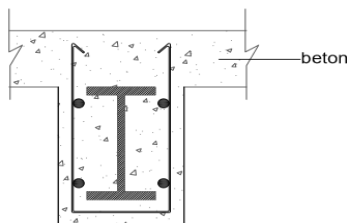
BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Balok Komposit

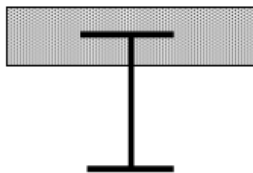
Batang komposit adalah sistem konstruksi yang terdiri dari dua material yang mempunyai kerjasama untuk menahan beban tekan dan lentur. Pada umumnya batang yang menahan tekan dan lentur disebut kolom komposit. Sedangkan batang yang menahan lentur disebut balok komposit. Sistem ini terbentuk dari interaksi antara struktur baja dan beton yang memiliki karakteristik berbeda dan dimanfaatkan dengan optimal. Pada perencanaan jembatan, kekuatan lentur gelagar komposit ditentukan dengan rencana keadaan batas ultimit.



a) Balok komposit



b) Balok baja diberi selubung beton (*concrete encase steel beam*)



c) Komposit selubung beton dengan *flens*

Gambar 2. 1 Balok Komposit

1. Balok Komposit Penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok

mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi.

2. Balok Komposit Parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton.

3. Balok Baja Yang Diberi Selubung Beton

Walaupun tidak diberi anker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal berikut ini dipenuhi:

- Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm.
- Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah pelat
- Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.

2.2 Dasar Perencanaan

Adapun dalam modifikasi desain jembatan Morowudi II Kabupaten Gresik, penulis mengacu pada beberapa aturan sebagai berikut :

1. SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan
2. RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja Jembatan
3. RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan
4. SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan

5. RSNI 2833:201X Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa

6.

2.3 Prinsip Perencanaan Struktur Baja Komposit

Adapun beban-beban yang akan dipikul oleh struktur jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 adalah sebagai berikut:

2.3.1 Beban Permanen

No	Bahan	Berat/Satuan Isi (kN/m ³)	Kerapatan Masa (kg/m ³)
1	Campuran aluminium	26,7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22,0	2240
3	Besi tuang	71,0	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18,8-22,7	1920-2320
6	Aspal beton	22,0	2240
7	Bton ringan	12,25-19,6	1250-2000
8	Beton	22,0-25,0	2240-2560
9	Beton prategang	25,0-26,0	2560-2640
10	Beton bertulang	23,5-25,5	2400-2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12,5	1280
13	Batu pasangan	23,5	2400
14	Neoprin	11,30	1150
15	Pasir kering	15,7-17,2	1600-1760
16	Pasir basah	18,0-18,8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17,2	1760
18	Baja	77,0	7850
19	Kayu (ringan)	7,8	800

20	Kayu (keras)	11,0	1120
21	Air murni	9,8	1000
22	Air garam	10,0	1025
23	Besi tempa	75,5	7680

Tabel 2. 1 Berat Isi untuk Beban Mati

1. Beban mati (Berat sendiri)

Beban mati merupakan kumpulan berat dari komponen struktural dan non-struktural yang ada pada jembatan, dan berlaku selama jembatan itu berdiri. Pada perencanaan jembatan berat isi dari komponen struktur juga diperhatikan. Selain faktor berat isi adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri yang tersedia dalam tabel 2.2.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber SNI 1725:2016

Tabel 2. 2 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

2. Beban mati tambahan

Merupakan berat dari seluruh bahan nonstruktural pada jembatan dan besarnya bisa berubah-ubah setiap waktu. Pada penentuan berat mati tambahan, nilai faktor beban dapat berbeda dengan tabel 2.3 dengan persetujuan instansi yang berwenang.

Tabel 2.3 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MB})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MB}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MB}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan ⁽¹⁾: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber SNI 1725:2016

Tabel 2. 3 Faktor Beban Mati Tambahan

2.3.2 Beban hidup

1. Beban “D”

Beban “D” digunakan untuk perhitungan kekuatan dari gelagar-gelagar yang digunakan. Beban “D” atau beban terbagi rata (BTR) adalah beban yang terdapat pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata “q” kPa per jalur. Besarnya “q” ditentukan sebagai berikut:

$q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots L \leq 30 \text{ m}$

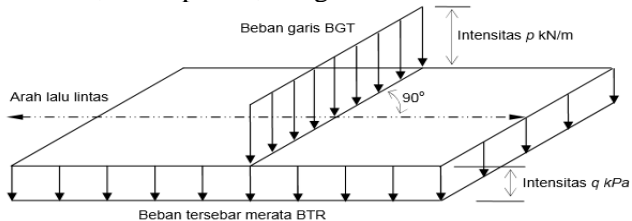
$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots\dots\dots L > 30 \text{ m}$

dimana :

q : intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)

L : Panjang jembatan yang dibebani (m)

1 kPa : 0,001 Mpa = 0,01 kg/cm²



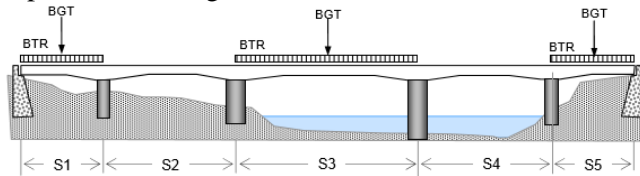
Gambar 2. 2 Beban Lajur “D”

Beban garis terpusat (BGT) “ p ” ditentukan menurut SNI 1725:2016 sebesar 49,0 kN/m yang bekerja tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Untuk memperoleh mimen negatif maksimum pada jembatan balok menerus, BGT kedua yang identik ditempatkan pada posisi dalam arah melintang pada bentang lainnya. Pada perencanaan jembatan, harus direncanakan jumlah lajur yang digunakan dengan lebar bersih (w) diambil 2750 mm. tidak menutup kemungkinan pada masa yang akan datang terjadi perubahan lebar bersih, maka perencanaan harus memperhitungkan kemungkinan yang terjadi. Berikut adalah tabel jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan.

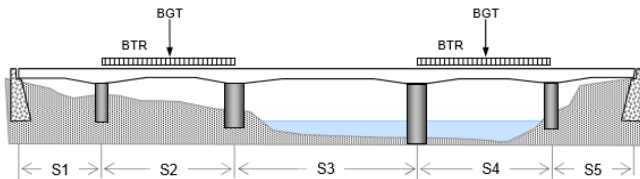
Tipe Jembatan	Lebar Bersih Jembatan (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10000$	3
	$10000 \leq w < 12500$	4
	$12500 \leq w < 15250$	5
	$w \geq 5250$	6
Dua Arah, tanpa Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10750$	3
	$11000 \leq w \leq 13500$	4
	$13750 \leq w \leq 16250$	5
	$w \geq 16500$	6

Tabel 2. 4 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

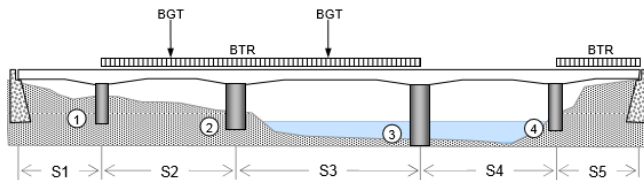
Distribusi beban “D” dalam arah memanjang dapat dilihat dari gambar 2.5, 2.6 dan 2.7.



Gambar 2. 3 Momen Lentur Positif pada Lapangan 1, 3 dan 5.



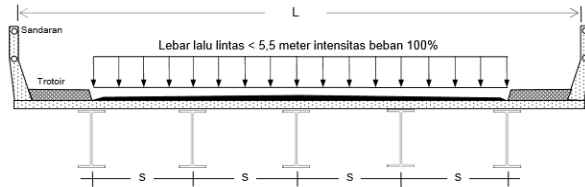
Gambar 2. 4 Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4.



Gambar 2. 5 Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2.

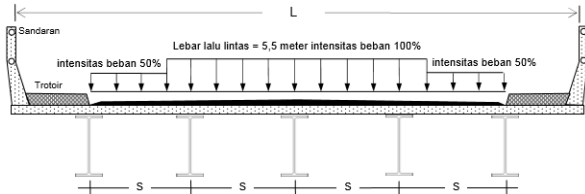
Selain Distribusi beban “D” arah memanjang, terdapat distribusi beban “D” arah melintang sehingga menimbulkan momen maksimum dan gaya geser. Penempatan beban “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, trotoar, dan kerb). Adapun ketentuan yang digunakan sebagai berikut :

- a. Jika lebar jalur lalu lintas $\leq 5,5$ meter maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas dengan intensitas 100 %.



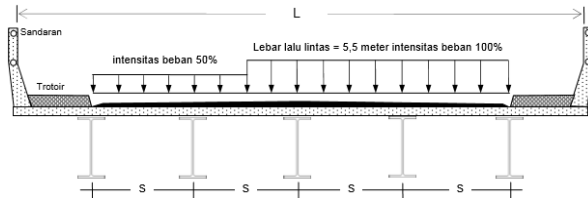
Gambar 2. 6 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $\leq 5,5$ meter.

- b. Jika lebar jalur lalu lintas $> 5,5$ meter maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas (nl) dengan intensitas 100 % pada jumlah lajur lalu lintas rencana. Di dapatkan ekuivalen $n_1 \times 2,75 q$ kN/m, beban terpusat ekuivalen sebesar $n_1 \times 2,75 q$ kN/m, dan keduanya bekerja berupastip pada jalur selebar $n_1 \times 2,75$ m. Untuk jumlah lajur lalu lintas dapat dilihat pada tabel 2.4.



Gambar 2. 7 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter.

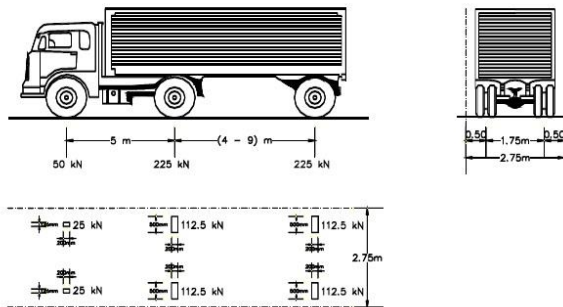
- c. Jika lebar jalur lalu lintas $> 5,5$ meter, pada lajur lalu lintas rencana yang membentuk *stip* dapat ditempatkan dimana saja. Beban “D” tambahan ditempatkan pada sissa jalur dengan intensitas sebesar 50 %.



Gambar 2. 8 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter alternatif.

2. Beban “T”

Perhitungan beban “T” digunakan untuk menghitung kekuatan lantai kendaraan jembatan. Beban yang digunakan adalah truk *semi-trailer* yang mempunyai berat gandar seperti pada gambar 2.7.



Sumber: SNI 1725:2016

Gambar 2. 9 Pembebanan Truk “T” (500 kN)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (DLA) berlaku pada “KEL” lajur “D” dan truk “T” sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Untuk truk “T” nilai DLA/faktor kejutnya adalah 30% SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan digunakan untuk perhitungan beban roda pada hal. Sedangkan untuk “KEL” lajur “D” nilai

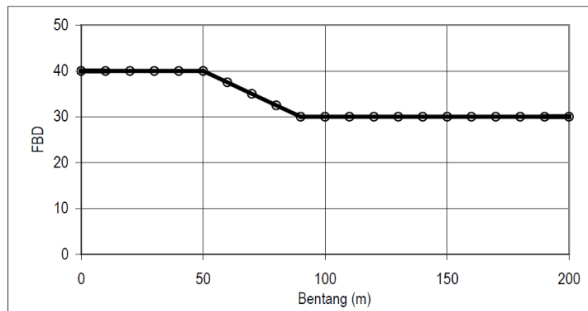
dapat dilihat pada rumus

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}}$$

Dimana :

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

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



Gambar 2. 10Beban lajurD

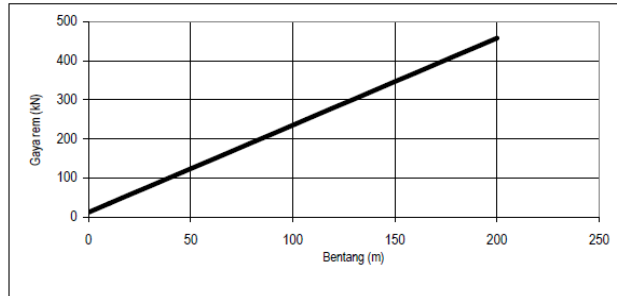
2.3.3 Beban Sekunder

Merupakan beban sementara yang diperhitungkan pada perhitungan tegangan jembatan. Pada umumnya beban sekunder menghasilkan tegangan yang relatif kecil dibandingkan dengan beban primer. Berikut adalah beban sekunder berdasarkan SNI 1725:2016:

1. Gaya Rem (*TB*)

Muatan akibat gaya rem, disebabkan oleh gaya yang diakibatkan pengereman kendaraan. Gaya rem harus ditempatkan pada semua lajur dengan arah

yang sama dan bekerja pada titik tangkap 1,80 m diatas permukaan jalan. Gaya ini diambil terbesar dari 25% dari berat gandar truk atau, 5% dari berat truk rencana ditambahn lajur terbagi rata.



Gambar 2. 11 Grafik Beban Rem

2. Beban Angin

Pengaruh beban angin bekerja secara horizontal terbagirata pada bidang vertikal jembatan dengan arah tegak lurus sumbu memanjang dengan nilai 150 Kg/m^2 . Luas bidang yang terkena angin hanya beberapa sisi luas jembatan dan luas bidang vertikal beban hidup.

3. Pengaruh temperatur

Gaya akibat perbedaan suhu disebabkan adanya perubahan bentuk pada bagian-bagian jembatan, baik yang menggunakan bahan yang sama ataupun berbeda. Perbedaan suhu dilakukan berdasarkan keadaan setempat jembatan itu dibangun.

Tipe Bangunan Atas Jembatan	Temperature min. Rata-rata	Temperature maks. Rata-rata
Lantai beton diatas gelagar atau box beton	15°C	40°C

Lantai beton di atas gelagar, box atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, box atau rangka baja	15°C	45°C

Tabel 2. 5 Temperature Jembatan Rata-Rata Nominal

Bahan Jembatan	Koefisien Muai akibat suhu	Modulus Elastisitas (MPa)
Baja	12×10^{-6} per°C	200000
Beton dengan kuat tekan, $f_c' < 30$ MPa	10×10^{-6} per°C	25000
Beton dengan kuat tekan, $f_c' > 30$ MPa	11×10^{-6} per°C	34000
Aluminium	24×10^{-6} per°C	70000

Tabel 2. 6 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperature

4. Gaya Akibat Gempa Bumi

Berdasarkan peraturan *SNI 1725:2016 Pembebanan pada Jembatan*, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} x W_t$$

Dimana :

- E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)
- C_{sm} = koefisien respons gempa elastis
- R_d = faktor modifikasi respons
- W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban yang sesuai (kN)

Untuk perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan mengacu pada **SNI 2833 : 2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan.**

a. Peraturan gempa yang dimodifikasi

	Kolom atau pilar	Penghubung (<i>connection</i>) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (<i>b</i>)	Kolom, pilar atau tiang (<i>c</i>)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (<i>a</i>)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>pile cap</i> beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom				

Tabel 2. 7 Faktor Modifikasi Respon (R_d) untuk Kolom dan Hubungan dengan Bangunan Bawah

Gaya seismik rencana ditentukan dengan membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respon R_d sesuai tingkatan daktilitas (lihat Tabel 3). Untuk pilar kolom majemuk $R_d = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R_d = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada kepala jembatan, $R_d = 1,0$ untuk hubungan kolom pada *cap* atau bangunan atas dan kolom pada fondasi. Untuk perencanaan fondasi digunakan setengah faktor R_d tetapi untuk tipe *pile cap* digunakan faktor R_d . Untuk klasifikasi D yaitu analisis rinci,

dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R_d tidak digunakan dalam hal ini.

Pada perencanaan jembatan, pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit.

e.1). Beban horizontal statis ekuivalen.

Untuk jembatan-jembatan sederhana, pengaruh gempa dihitung dengan metode beban statis ekuivalen. Untuk jembatan besar, rumit dan penting mungkin diperlukan analisa dinamis. Beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut :

$$T^*_{EQ} = K_h / W_T$$

$$K_h = C S$$

Dimana :

T^*_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN).

K_h = Koefisien bebanga gempa horizontal.

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai, diambil dari gambar 14, *RSNIT-02-2005*.

I = Faktor kepentingan, tabel 32, *RSNIT-02-2005*.

S = Faktortipe bangunan, tabel 33, *RSNIT-02-2005*.

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN).

e.2). Beban vertikal statis ekuivalen.

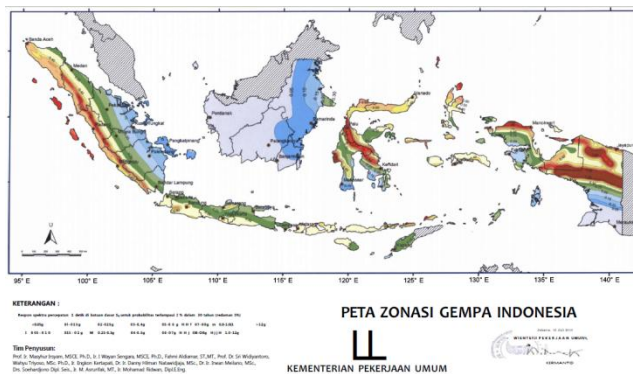
Untuk perencanaan perletak dan sambungan, gaya gempa vertikal dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal (keatas atau kebawah) sebesar $0.1g$ ($g = \text{gravitasi}$), yang harus bekerja secara bersamaan dengan gaya horizontal yang dihitung. Gaya inersia dikurangi oleh berat sendiri jembatan dan bangunan pelengkap. Gaya gempa vertikal bekerja pada bangunan berdasarkan pembagian massa, dan pembagian gaya gempa antara bangunan atas dan bangunan bawah harus sebanding dengan kekakuan relatif dari perletakan atau sambungannya.

Faktor beban akibat pengaruh gempa dapat dilihat pada tabel berikut,

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	K	K
Transien	Tidak dapat digunakan	1,0

Sumber : RSNIT-02-2005

Tabel 2. 8 Faktor beban akibat pengaruh gempa.



Gambar 2. 12 Peta Zona Gempa Indonesia

5. Aliran Air

Berdasarkan pada *SNI 1725:2016 Hal 54* gaya seret nominal pada pilar akibat aliran air tergantung pada kecepatan sebagai berikut :

$$T_{ef} = 0.5 \times C_d \times (V_c)^2 \times A_d \text{ (kN)}$$

Dimana :

V_c : Kecepatan air rata-rata (m/det)

C_d : Koefisien seret (m/det)

A_d : Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran (m^2) dengan

tinggi sama dengan kedalaman aliran.

6. Tumbukan

Gaya akibat tumbukan benda yang hanyut pada kecepatan aliran rencana harus dapat ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan dari lendutan elastis ekuivalen dan pilar.

Berdasarkan *SNI 1725:2016 Hal 54*, beban tumbukan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$T_{ef} = \frac{M \times (V_a)^2}{d} \text{ (kN)}$$

(2.17)

Dimana:

M : massa beban tumbukan batu (ton)

V_a : kecepatan air permukaan (m/det)

D : lendutan elastis ekuivalen (m)

Type Pilar	d (m)
Pilar beton masil	0.075
Tiang beton perancah	0.15
Tiang kayu perancah	0.3

Tabel 2. 9 Lendutan Ekuivalen

5. Gaya Akibat Rangkak dan Susut

Besarnya pengaruh rangkak dan susut, apabila tidak ada ketentuan lain dapat dianggap senilai dengan gaya yang timbul akibat turunnya suhu sebesar 15° C.

2.3.4 Kombinasi Beban

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

	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Aksi Permanen										
Berat sendiri										
Beban Mati tambahan										
Susut rangkak										
Pratekan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
Beban pelaksanaan										
Tekanan tanah										
Penurunan										
Aksi Trasi										
Beban lajur D atau Beban truk	x	o	o	o	o	x	o	o	o	o
T										
Gaya rem	x	o	o	o	o		o	o	o	
Beban Pejalan kaki		x					x			
Gesekan perletakan	o	o	x	o	o	o	o	o	o	
Pengaruh suhu	o	o	x	o	o	o	o	o	o	
Aliran/hanyuta	o		o	x	o	o		x	o	

n										
Beban angin			o	o	x	o		o	x	
Aksi Khusus										
Gempa									x	
Beban Tumbukan										
Pengaruh getaran	x	x								
Beban Pelaksanaan					x					

Tabel 2. 10 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayakan dan ultimit

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas	x	x	x	x	-	-	x
Pengaruh Temperatur	-	x	-	x	-	-	-
Arus/Hanyutan/	x	x	x	x	x	-	-
beban angin	-	-	x	x	-	-	-
pengaruh gempa	-	-	-	-	x	-	-
beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	x
beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	x	-

Tabel 2. 11 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja

2.3.5 Material

Menurut *SNI 2002*, baja struktural dapat dibedakan berdasarkan kekuatannya menjadi beberapa jenis, yaitu BJ 34, BJ 37, BJ 41, BJ 50, dan BJ 55.. Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang diberikan pada berikut:

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u [MPa]	Tegangan leleh minimum, f_y [MPa]	Peregangan minimum [%]
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Tabel 2. 12 Sifat Mekanis Baja

Sifat-sifat bahan struktur yang paling penting dari baja adalah sebagai berikut :

1. Modulus Elastisitas (E)

Modulus elastisitas untuk semua baja 28000 sampai 30000 ksi atau 193000 sampai 207000 MPa. Nilai untuk desain lazimnya diambil sebesar 29000 ksi atau 200000 MPa. Berdasarkan Peraturan Perencanaan Bangunan Indonesia (PPBBI), nilai modulus elastisitas baja adalah $2,1 \times 10^6$ kg/cm² atau $2,1 \times 10^5$ MPa.

2. Modulus Geser (G)

Modulus geser setiap bahan elastis dihitung berdasarkan formula :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Dimana μ = perbandingan poisson yang diambil sebesar 0,3 untuk baja. Dengan menggunakan $\mu = 0,3$ maka akan memberikan $G = 11000$ ksi atau 77000 MPa. nilai modulus geser baja adalah $0,81 \times 10^6$ kg/cm² atau $0,81 \times 10^5$ MPa.

3. Koefisien Ekspansi (α)

Koefisien ekspansi adalah koefisien pemuaiian linier. Koefisien ekspansi baja diambil sebesar 12×10^{-6} per ⁰C.

4. Tegangan Leleh

Tegangan leleh adalah tegangan yang terjadi pada saat baja mulai meleleh. Tegangan leleh ditentukan berdasarkan mutu baja.

5. Sifat – sifat lain yang penting.

Sifat – sifat ini termasuk massa jenis baja, yang sama dengan 490 pcf atau 7,850 t/m³, atau dalam berat satuan, nilai untuk baja sama dengan 490 pcf atau 76, 975 kN/m³, berat jenis baja umumnya adalah sebesar 7,85 t/m³.

2.4 Bangunan Atas (*superstructure*)

Struktur bangunan atas (*superstructure*) merupakan bangunan yang menerima langsung beban meliputi beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, berat serndiri, gaya rem dan pejalan kaki. Pada bangunan ini memiliki bagian-bagian, diantaranya:

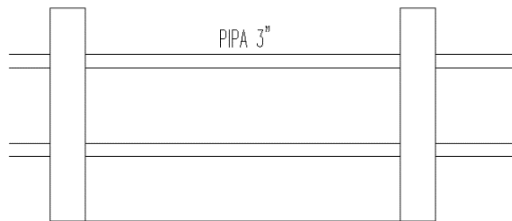
2.4.1 Tiang sandaran

Pipasandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengamanan bagi pejalan kaki yang melintas di atas jembatan agar tidak jatuh ke sisi luar dari jembatan. Perencanaan pipa sandaran sesuai dengan SNI 1725:2016 *Standar Pembebanan Jembatan*, harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horisontal dengan masing-masing beban sebesar $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$.

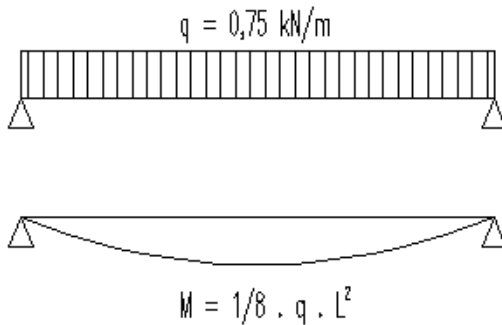
- Beban Yang Bekerja

1. Beban mati (q_D) berasal dari berat sendiri pipa. Data umum pipa yang dipakai, didapat dari Tabel Baja Ir. Rudy Gunawan.

2. Beban yang direncanakan berdasarkan *SNIT-12-2004 Struktur Beton Jembatan Sandaran* untuk pejalankaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana dayalayan sebesar $w = 0,75$ KN/m. Beban ini bekerja secara bersama dalam arah vertikal dan horisontal pada masing-masing sandaran”.



Gambar 2. 13 Mekanisme Pembebanandan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa



Gambar 2. 14 Permodelan Mekanika Teknik Pembebanandan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa

Gambar di atas menjelaskan mekanisme

pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup

vertikal. Serta asumsi struktur pada pipa sandaran akibat beban hidup vertikal sehingga didapatkan analisa seperti berikut :

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2$$

$$R_{VA} = R_{VB} = 1/2 \times q$$

Gambar diatas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup

horizontal. Serta pada pipa sandaran akibat beban hidup horizontal. Sehingga didapatkan analisa seperti berikut :

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2$$

$$R_{hA} = R_{hB}$$

Akibat berat sendiri pipa sandaran :

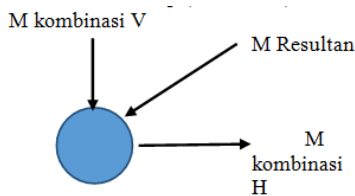
$$R_A = R_B = 1/2 \times q \times l$$

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2$$

Beban Kombinasi

$$M_{\text{kombinasi}} = (M_{hv} \times 2) + (M_{mv} \times 1,1)$$

dimana : 2 adalah KuTp (Tabel 2.7)



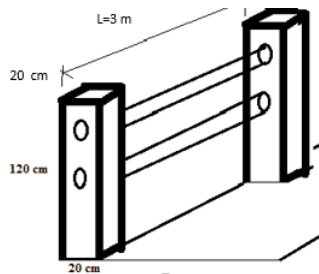
Gambar 2. 15 Resultant moment on pipe support

$$M_r = \sqrt{M_{kombinasiv}^2 + M_{kombinasih}^2}$$

$$\sigma \text{ yang terjadi} = \frac{M_r}{\omega} \quad \dots\dots\dots (2.6.1.5)$$

Kontrol :
 $\sigma \text{ yang terjadi} < \sigma \text{ ijin} \dots\dots\dots \text{OK}$

- a. Perencanaan Tiang Sandaran
 Faktor pembebanan berdasarkan 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan. Berat jenis beton ditentukan berdasarkan 2. SNIT-12-2004 Struktur Beton Jembatan. Lihat pada data bahan beton. Beban yang terjadi pada tiang sandaran, yaitu:



Gambar 2. 16 Permodelan pada tiang sandaran

Gambar di atas menunjukkan analisis beban yang terjadi pada tiang sandaran. Beban yang terjadi pada tiang sandaran yaitu beban mati dari berat sendiri tiang dan beban dari pipa.

Dari asumsi pembebanan maka dapat disimpulkan analisa struktur sebagai berikut :

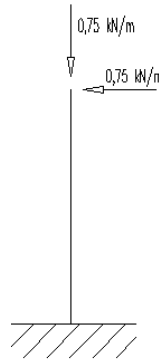
- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban mati pipa:

$$R_v = 1 \times q_{\text{pipa}} \times l$$

- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban hidup

pipa:

$$Rv = 1 \times q_{hidup} \times l$$



Gambar 2. 17 Asumsi Struktur pada Tiang Sandaran

$$Rv \text{ total} = (2 \times KuTP \times LL) + (2 \times KuMS \text{ baja} \times DLv)$$

$$Rh \text{ total} = (2 \times KuTP \times LL)$$

Jadi momen lentur hanya diakibatkan oleh beban hidup pada pipa sandaran. Jadi besar momen tersebut sebagai berikut:

Momen yang terjadi pada tiang sandaran:

$$M = (2 \times L \times LL \times s1) + (2 \times L \times LL \times s2)$$

2.4.2 Trotoar

❖ Persyaratan Perencanaan Trotoar

“Lebar bersih minimum trotoar antara sandaran atau penghalang-penghalang adalah 1.5 m. Apabila tidak terdapat sandaran dalam atau penghalang maka lebar bersih trotoar dapat dikurangi sampai 1.0 m”. BDC, BMS Pasal 1.5.1 hal 1-24 sampai 1-25.

❖ Analisa Pembebanan

Beban Mati yang bekerja pada trotoar :

- Beban Sendiri Trotoar
- Beban Sendiri Plat Lantai
- Beban Pipa Sandaran
- Beban Tiang Sandaran

Beban Mati Tambahan yang bekerja pada trotoar :

- Beban air hujan

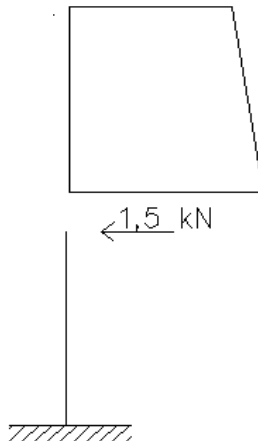
Beban Hidup yang bekerja pada trotoar :

- Beban pejalan kaki

2.4.3 Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb dipertimbangkan sebesar 15 kN/m sesuai dengan *SNI 1725:1016*

Standar Pembebanan Jembatan yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horizontal.



Gambar 2. 18 Permodelan beban yang bekerja pada kerb

2.4.4 Pelat Lantai

Lantai kendaraan dan perkerasan adalah konstruksi jembatan yang menerima beban kendaraan. Dalam perencanaan, bagian ini diperhitungkan terhadap beban hidup / muatan (T) dari tekanan roda kendaraan dan berat kendaraan. Hubungan antara pelat beton dan balok baja menggunakan hubungan geser, dapat dihitung menggunakan prinsip komposit. Pada perencanaan lantai kendaraan pada jembatan komposit, yang digunakan adalah dek bergelombang. Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalankendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s sesuai dengan SNI 725:2016 Standar Pembebanan Jembatan.

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

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

keterangan:

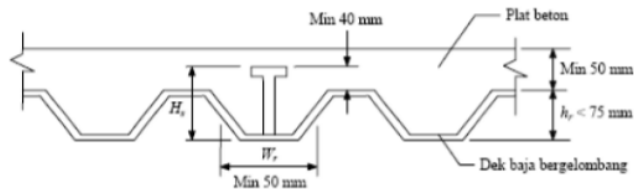
l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Perencanaan dek dengan arah tegak lurus terhadap balok baja, maka beton yang terdapat pada sisi bawah tepi atas baja harus diabaikan dalam perhitungan penampang komposit dan luas penampang pelat beton, untuk keperluan gaya geser horizontal balok komposit. Jarak penghubung gaya geser (*shear connector*) pada sepanjang balok baja tidak boleh melebihi 900 mm.

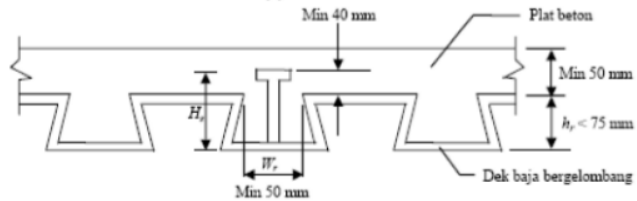
Gelombang dek dengan arah sejajar dengan balok baja, tebal beton yang berada pada sisi bawah tepi atas balok baja dapat diperhitungkan dalam perhitungan penampang komposit dan luas penampang pelat beton, untuk keperluan gaya geser horizontal balok komposit. Jika tinggi nominal dek baja lebih atau sama dengan 40 mm, maka lebar rata-rata dari gelombang yang ditumpu, w_r , tidak boleh kurang dari $50 \text{ mm} + 4(ns-1) d_s$ untuk penampang dengan jumlah penghubung geser jenis paku

sama dengan n_s pada arah melintang dengan d_s adalah diameter penghubung geser jenis paku tersebut.

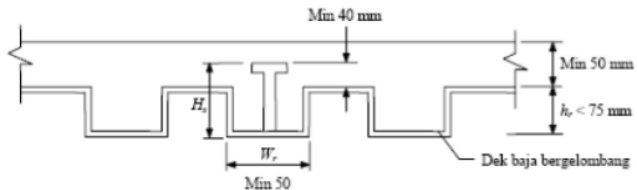
Jika penggunaan dek gelombang metal sebagai acuan tetap yang membentang antara balok melintang dan memanjang, maka acuan tetap yang membentang antara balok melintang dan memanjang, maka acuan itu harus dirancang dapat memikul berat sendiri beton bertulang, beban konstruksi 2400 N/m^2 dan berat sendiri dek gelombang. Acuan harus masih elastis akibat beban-beban tersebut. Lendutan yang timbul akibat beban mati tidak boleh melampaui $L/180$ atau 13 mm untuk bentang acuan $L \leq 3 \text{ m}$ atau $L/240$ atau 19 mm untuk bentang acuan $L > 3 \text{ m}$.



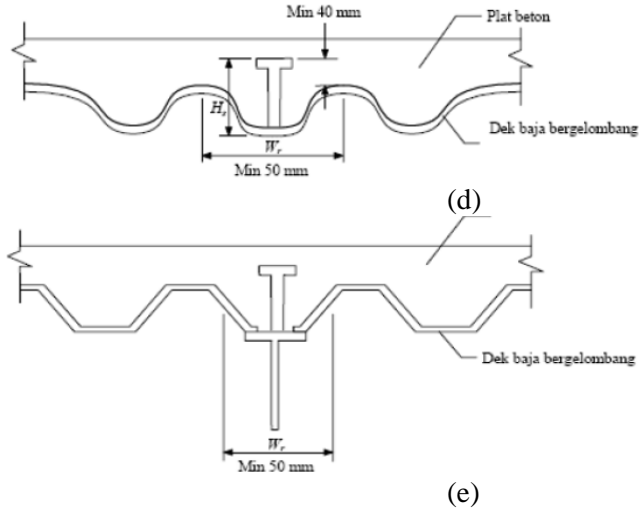
(a)



(b)



(c)



Gambar 2. 19 Dek Bergelombang

Dalam perencanaan dek baja bergelombang, kuat lentur rencana dari suatu konstruksi komposit yang terdiri dari pelat beton yang diletakkan di atas dek baja bergelombang yang ditumpu pada balok baja dihitung dengan menggunakan prinsip-prinsip berikut. Dek baja yang memiliki tinggi nominal gelombang w_r , tidak boleh kurang dari 50 mm dan tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.

Penghubung geser harus mempunyai diameter tidak lebih dari 20 mm dan memiliki ketinggian tidak kurang dari 40 mm. Penghubung geser ini dapat di las pada dek baja atau langsung pada gelagar baja.

2.4.5 Gelagar

Unsur komposit terbentuk dari gelagar baja dan lantai beton yang digabungkan agar menghasilkan ketahanan kombinasi yang melebihi jumlah dari bagian tersendiri tanpa digabungkan.

1. Dimensi Efektif Penampang Komposit

Berdasarkan *SNI 1725:2016 hal 51-132* lebar lantai yang dicakup oleh balok baja dalam menghitung besaran penampang komposit adalah nilai terkecil dari :

- $\frac{1}{5}$ panjang bentang
- Jarak pusat ke pusat antara badan balok
- 12 kali tebal pelat lantai

2. Kekuatan Lentur Balok Komposit Tanpa Penyangga

Untuk pelaksanaan tanpa penyangga selama beton masih basah, gelagar baja tidak komposit direncanakan mendukung berat sendiri dan beban pelaksanaan. Setelah beton mengerass, aksi komposit terjadi dan flens atas dianggap tertahan penuh. Gelagar komposit harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$M^* \leq \phi M_s$$

a. Penampang Kompak

Untuk penampang komposit dalam daerah momen positif (sub-pasal 8.3.1.2) dengan gelagar tanpa menggunakan pengaku badan memanjang dan tanpa lubang pada pelat sayap profil baja yang tertarik serta sumbu garis netral momen plastis berada di atas bagian sayap, harus direncanakan memenuhi persyaratan pada persamaan dibawah ini :

$$\frac{2h_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Dimana,

h_{cp} = tinggi badan profil baja yang tertekan pada perhitungan plastis yang dihitung dengan persamaan 2.53 dan 2.54 (mm)

t_w = ketebalan pelat badan profil pelat baja (mm)

$$\frac{h_{cp}}{h'} \leq 5$$

$$h' = \beta \frac{(H + t_p + t_h)}{7.5}$$

Dengan

β = 0.9 untuk $f_y \leq 250$ MPa dan $\beta = 0.7$ untuk $f_y > 250$ MPa

H = tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah) (mm)

t_p = ketebalan pelat lantai (mm)

t_h = ketebalan bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja

Untuk distribusi tekanan plastis dihitung sebagai berikut :

1. Kekuatan tekanan pada pelat lantai, C , sama dengan yang paling kecil untuk nilai-nilai yang diberi oleh persamaan berikut :

$$C = 0.85 f_c b_p t_p + (A f_y)_c$$

Dimana,

b_p = lebar pelat lantai efektif, yang ditetapkan pasal 8.2.1

t_p = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter (mm)

$(A f_y)_c = A$, luas daerah pelat lantai beton yang tertekan (mm^2); f_y , tegangan leleh baja tulangan yang tertekan pada pelat lantai (MPa)

$$C = (A f_y)_{bf} + (A f_y)_{tf} + (A f_y)_w$$

Dimana,

$(A f_y)_{bf} = A$, luas daerah pelat baja serat bawah (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat bawah (Mpa)

$(A f_y)_{tf} = A$, luas daerah pelat baja serat atas (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat atas (MPa)

$(A f_y)_w = A$, luas daerah badan (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat atas (MPa)

2. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai, a , (mm) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$a = \frac{c - (A f_y)_c}{0.85 f_c' b_p}$$

3. Ketika kekuatan tekan pada pelat lantai kurang dari nilai yang diberi oleh persamaan 2.50, maka bagian serat atas profil baja akan tertekan dengan nilai yang diberi oleh persamaan yang berikut :

$$C'' = \frac{\sum(A f_y) - c}{2}$$

4. Penempatan garis netral, di dalam profil baja yang diukur dari puncak profil baja adalah ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Untuk } C' < (A f_y)_{tf}, \quad y = \frac{C''}{(A f_y)_{tf}} t_{tf}$$

$$\text{Untuk } C' \geq (A f_y)_{tf}, \quad y = \frac{C'' - (A f_y)_{tf}}{(A f_y)_w} D$$

- Dimana,
- y = garis netral dari serat atas profil pelat baja (mm)
- t_f = ketebalan profil pelat baja pada daerah serat atas (mm)
- D = tinggi bersih badan profil baja (mm)

Untuk kekuatan lentur nominal penampang M_s , harus ditentukan dari rumus sebagai berikut :

1. Untuk $h_{cp} \leq h'$

$$M_s = M_p$$

2. Untuk $h' \leq h_{cp} \leq 5h'$

$$M_s = \frac{5M_p - 0.85 M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{h_{cp}}{h'} \right) \quad (2.58)$$

Dimana,

- M_p = kekuatan lentur nominal penampang yang ditentukan dengan teori plastis sederhana, (N-m)
- M_y = momen kapasitas pada saat terjadi leleh pertama pada gelagar baja komposit akibat momen positif, $f_y Z$, (N-m)
- Z = modulus penampang bagian profil gelagar yang tertarik dan untuk transformasi penampang beton menjadi baja dapat digunakan modulus rasio, n .
- H = tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah) (mm)
- t_p = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

th = tebal bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja (mm)

2.4.6 Diafragma

Gelagar jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkannya ke bangunan dibawahnya. Pembebanan pada gelagar memanjang meliputi :

- **Beban mati**
Beban mati terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban-beban yang bekerja di atasnya (pelat lantai jembatan, perkerasan dan air hujan)
- **Beban hidup**
Beban hidup pada gelagar jembatan dinyatakan dengan beban "D" atau beban lajur, yang terdiri dari beban terbagi rata "q" ton per meter panjang per jalur dan beban garis "P" ton per jalur lalu lintas tersebut.

2.4.7 Shear Connector

Menurut *AISC-LRFD* kekuatan nominal paku/stud (Q_n) adalah :

$$Q_n = \frac{0.0005 \times A_s \times \sqrt{f_c' - E_c}}{SF} \text{ (kN)}$$

Untuk perencanaan struktur komposit penuh, maka gaya geser horisontal ditentukan oleh kapasitas tekan beton (V_{hc}) atau kapasitas tarik baja (V_{hs}), diambil yang terkecil :

$$V_{hc} = \frac{0.085 \times f_c' \times b_e \times t_b}{SF}$$

$$V_{hs} = \frac{AS \times f_y}{SF}$$

2.4.8 Sambungan

1. Luas Baut dan Gaya Tarikan Minimum

Alat sambung mutu tinggi boleh digunakan bila memenuhi ketentuan berikut :

- a. Komposisi kimiawi dan sifat mekanisnya sesuai dengan ketentuan yang berlaku;
- b. Diameter batang, luas tumpu kepala baut, dan mur atau penggantinya, harus lebih besar dari nilai nominal yang ditetapkan dalam ketentuan yang berlaku. Ukuran lainnya boleh berbeda;
- c. Persyaratan gaya tarik minimum alat sambung ditentukan pada **Tabel 2.17** di bawah ini :
- d.

Diameter nominal baut Mm	Gaya tarik minimum kN
16	95
20	145
24	210
30	335
36	490

Tabel 2. 13 Gaya Tarik Minimum

Luas baut metrik umum diberikan dalam **Tabel 2.14**. Tarikan baut minimum diperlukan untuk baut metrik dalam sambungan, geser diberikan dalam **Tabel 2.13**.

Diameter	Luas Baut (mm ²)
----------	------------------------------

Nominal Baut			
d_f (1)	A_e (2)	A_s (3)	A_0 (4)
M16	144	817	201
M20	225	245	314
M24	324	353	452
M30	519	561	706
M36	759	817	1016

Tabel 2. 14 Luas Baut

Catatan :

- A_e (2) = luas inti baut, diukur pada diameter lebih kecil dari benang.
- A_s (3) = luas untuk menghitung kekuatan tarik
- A_0 (4) = luas bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut.

2. Kekuatan Geser Nominal Baut

Kekuatan geser V_f , dari baut harus dihitung sebagai berikut :

$$V_f = 0.62 f_{uf} k_r (n_n A_e + n_x A_o)$$

Dimana,

f_{uf} = kekuatan tarik minimum baut (**Tabel 2.12**), (MPa)

k_r = faktor reduksi, untuk memperhitungkan panjang sambungan lebih L_j yang dibaut dapat dilihat pada **Tabel 2.14**, untuk semua sambungan lain, $k_r = 1.0$.

n_n = jumlah bidang geser melalui bagian baut.

A_e = luas diameter lebih kecil pada baut, (mm^2)

- n_x = jumlah bidang geser melalui bagian baut
 A_o = luas batang polos nominal pada baut, (mm²)

Panjang	Faktor Reduksi, Kr
$L_j < 300$	1.0
$300 < L_j < 1300$	$1.075 - L_j/4000$
$L_j > 1300$	0.75

Tabel 2. 15 Faktor Reduksi

3. Kekuatan Tarik Nominal Baut

Kekuatan tarik nominal baut, N_{tf} , harus dihitung sebagai berikut :

$$N_{tf} = A_s f_{uf}$$

Dimana,

A_s = luas tegangan tarik baut, mm²
 (lihat **Tabel 2.14**)

2.4.9 Elastomer

Perancangan bantalan elastomer tipe berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekakuan untuk menopang beban tekan yang besar untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang diisyaratkan. Regangan geser akibat translasi harus dibatasi kurang dari 0.5 mm/mm untuk mencegah guling dan kelelahan berlebihan. Ketebalan total elastomer, harus dirancang dua kali lebih besar dari translasi rencana. Untuk memastikan kestabilannya, ketebalan total bantalan 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 70% ketebalan lapisan internal layer.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban-beban ini harus di konversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini.

$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A}$$

$$\sigma_s = \frac{P_{LL}}{A}$$

Dimana,

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

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

P_{DL} = beban mati rencana (N)

P_{LL} = beban hidup rencana (N)

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

Kekakuan dari bantalan karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gelincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan rasio dari daerah yang tertekan (*area under compression*) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut:

$$S = \frac{A}{I_p h_{ri}}$$

$$I_p = 2(L + W)$$

$$A = LW$$

Dimana,

S = faktor bentuk

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

- I_p = keliling elastomer, termasuk lubang (*bonded surface perimeter*)(mm)
 h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm)
 L = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)
 W = lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)

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

Untuk bantalan tipe berlapis $4 < S < 12$

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya juga menjadi hal 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 penguatnya dicegah dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan 2.71 dan 2.72.

$$\begin{aligned}\sigma_s &\leq 7.0 \text{ MPa} \\ \sigma_s &\leq 1.0 \text{ GS}\end{aligned}$$

Dimana,

G = modulus geser elastomer (MPa)

S = faktor bentuk

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

Untuk bantalan karet tipe berlapis yang dikembang terhadap deformasi geser, besarnya tegangan dapat dinaikkan sebesar 10%.

Pemisahan (*separation*) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah pada saat terjadinya rotasi, karena pemisahan dapat menyebabkan tegangan tarik pada elastomer dan berpotensi menyebabkan sobek (*delaminasi*). Pemisahan dicegah dengan menggabungkan batasan tekan dan rotasi. Toleransi rotasi untuk pelaksanaan

yang diizinkan menurut *AASHTO LRFD 4th Edition tahun 2005* sebesar 0.005 radian.

$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$\sigma_s \geq 0.5 GS \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

Dimana,

n = jumlah lapisan internal karet

G = modulus geser elastomer (MPa)

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

S = faktor bentuk

h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)

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

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

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

$$h_s \geq \frac{3h_{rmax}\sigma_s}{f_y}$$

Untuk perhitungan ketahanan fatik berdasarkan *AASHTO LRFD 4th Edition tahun 2007 pasal 6.6.1.2.5*, kebutuhan pelat ditentukan berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{2h_{rmax}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Dimana,

- h_{rmax} = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)
 h_s = ketebalan lapisan pelat pada elastomer berlapis pelat (mm)
 f_y = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)
 ΔF_{TH} = batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan (MPa)
 σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)
 σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

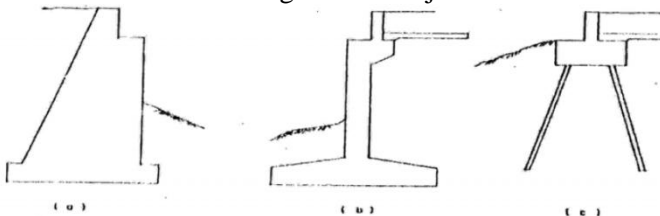
2.5 Bangunan Bawah

Menurut Departemen Pekerjaan Umum (modul Pengantar Dan Prinsip –Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah / Pondasi Jembatan, 1988), fungsi utama bangunan bawah adalah memikul beban – beban pada bangunan atas dan pada bangunan bawahnya sendiri untuk disalurkan ke pondasi. Yang selanjutnya beban– beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. Macam dan bentuk bangunan bawah :

Bangunan bawah jembatan ada dua macam yaitu :

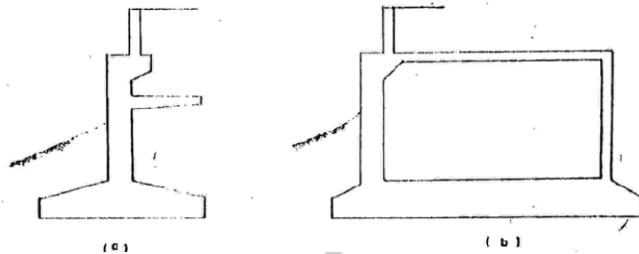
2.5.1 Kepala Jembatan (abutment)

Karena letak abutment yang berada di ujung jembatan maka abutment ini berfungsi juga sebagai penahan tanah. Umumnya abutment dilengkapi dengan konstruksi sayap yang berfungsi menahan tanah dalam arah tegak lurus as jembatan.



Gambar 2. 20 Bentuk Abutment

Bentuk umum abutment pada **Gambar 2.20** Sering kita jumpai baik pada jembatan- jembatan baru dan jembatan – jembatan lama. **Gambar 2.20(a)**. menunjukkan abutment dari pasangan batu, dan **Gambar 2.20 (b) dan Gambar 2.20 (c)** dari beton bertulang (*reinforced concrete*). Bila abutment ini makin tinggi, maka berat tanah timbunan dan tekanan tanah aktif makin tinggi pula, sehingga sering kali dibuat bermacam – macam bentuk untuk mereduksi pengaruh – pengaruh tersebut.



Gambar 2. 21 Macam – Macam Bentuk Abutment Untuk Mereduksi tekanan Tanah Aktif

Gambar 2.21 (a). menunjukkan abutment yang dibuat sedemikian rupa sehingga dapat mereduksi momen / tekanan tanah aktif. Dan **Gambar 2.21 (b)**.menunjukkan abutment yang dibelakangnya dibuat (dikombinasi) dengan semacam box kosong. Disini dimaksudkan untuk mengurangi berat tanah timbunan.

Disamping beban – beban vertical dan momen tersebut, kadang – kadang gaya – gaya horizontal yang timbul masih cukup besar sehingga, misalnya pada abutment dengan pondasi langsung yang mana didalam perhitungannya masih didapatkan koefisien keamanan terhadap geser yang

belum mencukupi persyaratan, maka sering ditempuh cara lain misalnya dengan memberikan semacam kaki atau tumit pada bidang pondasinya. Cara meletakkan tumit bias bermacam – macam (lihat gambar 2.3).

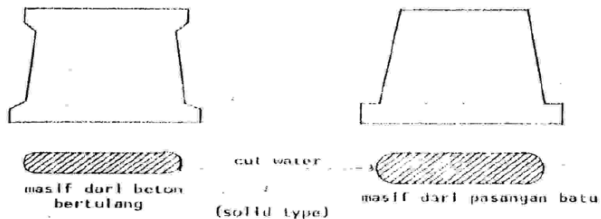


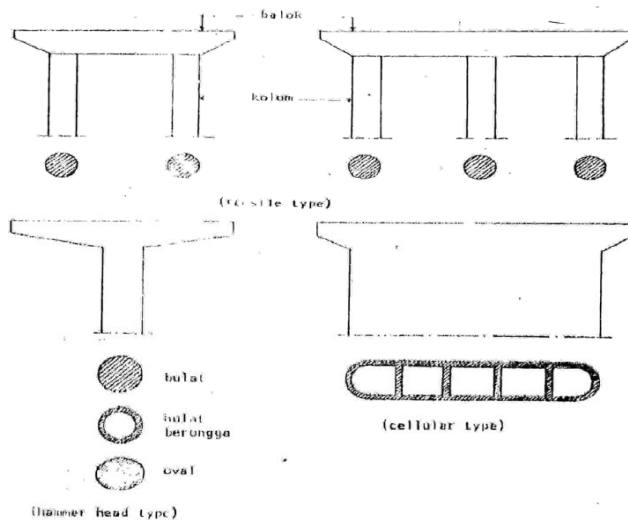
Gambar 2. 22 Cara Meletakkan Tumit

2.5.2 Pilar Jembatan

Bentuk pilar jembatan

- Berbeda dengan abutment yang jumlahnya 2 buah dalam satu jembatan, maka pilar ini belum tentu ada dalam suatu jembatan. Gambar 2.6. Menunjukkan suatu jembatan rangka tanpa pilar.
- Pilar jembatan pada umumnya terkena pengaruh aliran sungai sehingga dalam perencanaannya direncanakan selain segi kekuatannya harus juga diperhitungkan segi – segi keamanannya. Bentuk dari dinding pilar ini bisa masif (solid), kotak atau beberapa kotak (cellular), bias terdiri dari kolom – kolom (trestle) atau dari 1 kolom saja (hammer head). Lihat Gambar 2.4.





Gambar 2. 23 Bentuk Dinding Pilar

2.5.2 Pondasi Telapak

Pondasi merupakan bagian struktur paling bawah dari suatu struktur bangunan yang berfungsi sebagai menyalurkan beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Jenis pondasi yang umum digunakan adalah pondasi dangkal berupa pondasi langsung dan sumuran, dan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang, tiang bor dan sumuran (*Bridge Design Manual, BMS hal 3-3*). Penentuan jenis pondasi dipengaruhi oleh keadaan tanah sekitar bangunan dan jenis bangunan itu sendiri.

Tahapan perencanaan pondasi menurut BMS adalah sebagai berikut :

1. Periksa rencana tahanan lateral ultimit (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-3*).

$$SF = \frac{\text{jumlah momen U.L.S yang menahan geser}}{\text{jumlah momen U.L.S yang menyebabkan geser}} \geq 1.1$$

2. Periksa stabilitas terhadap putar rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-12*).

$$SF = \frac{\text{jumlah momen U.L.S yang menahan guling}}{\text{jumlah momen U.L.S yang menyebabkan guling}} \geq 1.1$$

3. Periksa rencana kapasitas daya dukung ultimate (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-14*).

$$SF = \frac{\text{rencana kapasitas daya dukung ultimate}}{\text{jumlah beban U.L.S yang bekerja}} \geq 1$$

4. Periksa agar penurunan, perpindahan geseran lateral dan rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-25*).

Terangkatnya pondasi tidak menyebabkan jembatan menjadi tidak layak.

2.5.3 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang direncanakan untuk memiliki tahanan aksial dan lateral terfaktor yang cukup dan menahan gaya horisontal yang dihasilkan akibat penjaralan lateral.

Tahap perencanaan tiang pancang menurut *BMS – Bridge Design Code* adalah sebagai berikut :

- a. Rencanakan panjang tiang dan penampang sehingga dapat direncanakan kapasitas aksial ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-2*).
- b. Periksa apakah rencana kapasitas beban lateral ultimate melebihi rencana pembebanan lateral ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-19*).
- c. Periksa apakah penurunan vertikal tidak akan menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-37*).
- d. Periksa apakah lendutan lateral tidak menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-44*).
- e. Periksa stabilitas keseluruhan untuk pondasi tiang.

- f. Rencanakan tiang pancang untuk keawetan syarat struktural baik. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-51*)

2.6 Bangunan Pelengkap Jembatan

2.6.1 Pelat Injak

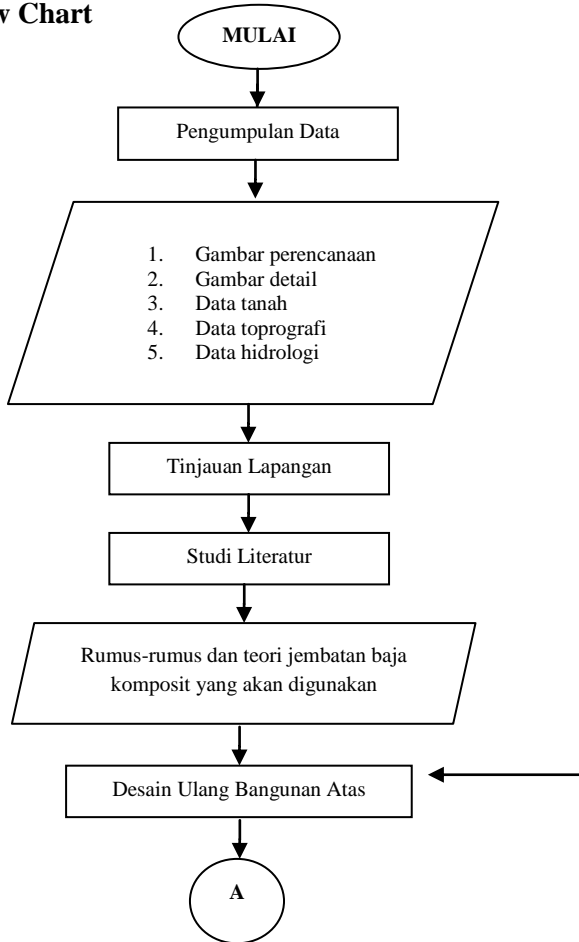
Pelat injak berfungsi memberi bidang datar sebelum memasuki lantai jembatan sehingga dapat meminimalisir kerusakan pada lantai jembatan, dan juga digunakan untuk mengurangi penurunan tanah timbunan yang terdapat pada bagian belakang abutment.

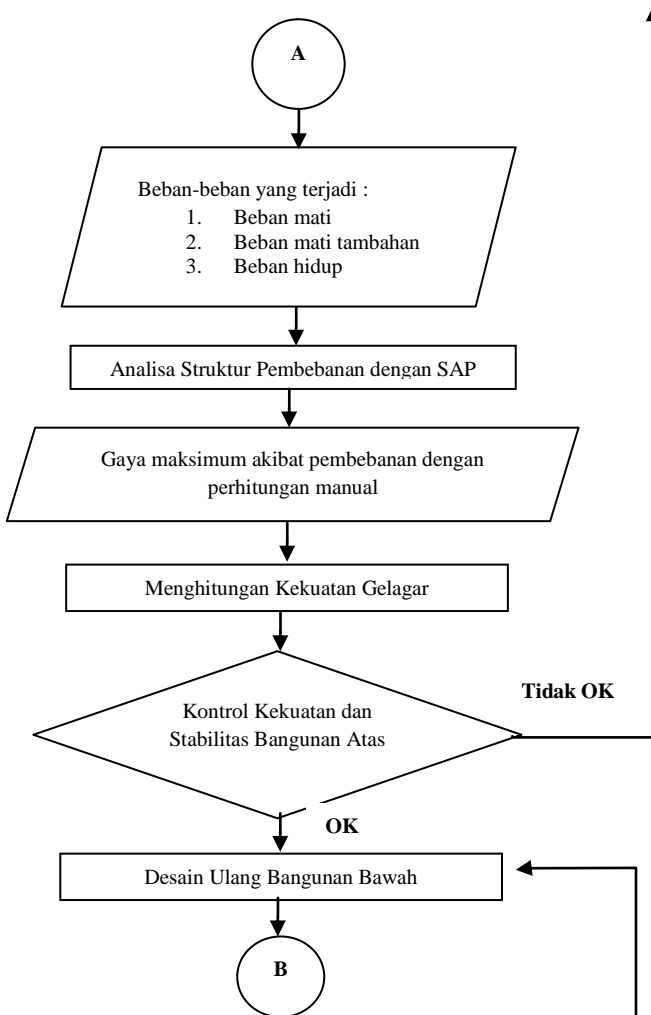
Berdasarkan *Bridge Design Manual, BMS hal 3-31* untuk dimensi permulaan panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan tebal sebesar 200 mm. Dan untuk lebar tergantung pada kelas jembatan, umumnya lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok sayap.

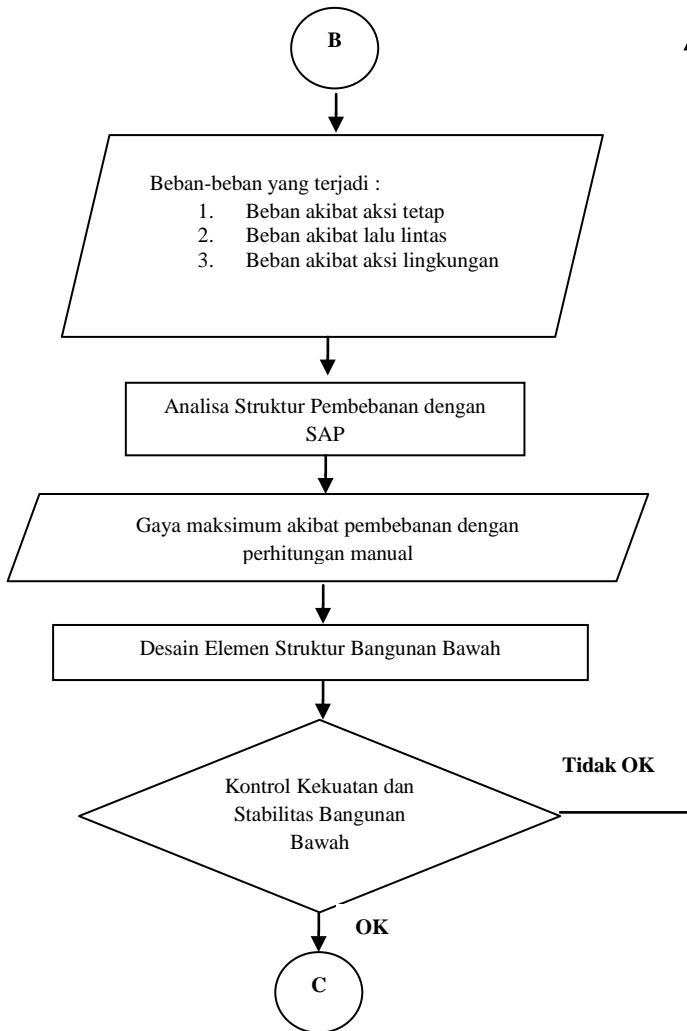
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

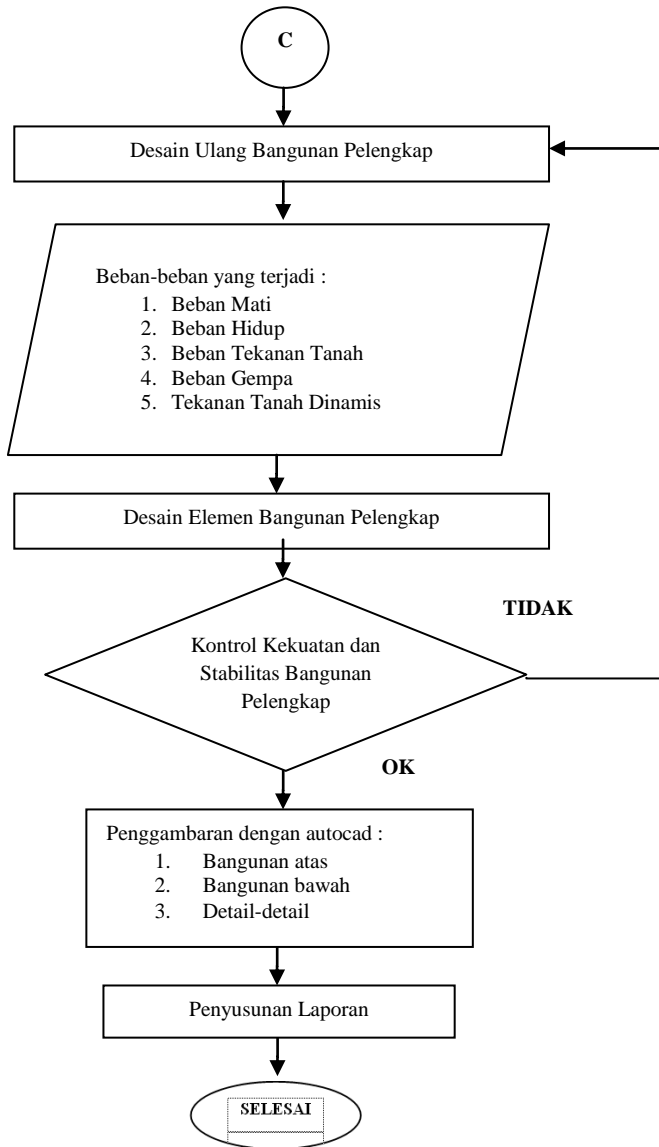
BAB III METODOLOGI

3.1 Flow Chart









Gambar3. 1. Tahap - tahap perencanaan

3.2 Data Perencanaan

3.2.1 Data Proyek

Data proyek pembangunan struktur jembatan Morowudi II adalah sebagai berikut :

Nama Proyek	: Perencanaan Jembatan Morowudi II
Alamat Proyek	: Kabupaten Gresik
Pemilik Proyek	: Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Provinsi Jawa Timur
Konsultan Perencana	: PT Cipta Ekapurna Engineering Consultant
Struktur Jembatan	: Jembatan Bertulang
Bentang Total Jembatan	: 85 meter
Lebar Jembatan	: 10 meter
Gambar Arsitektur	: Terlampir

3.3 Pengumpulan Data

Data-data yang diperlukan dalam suatu perencanaan antara lain adalah :

1. Data Tanah
2. Data Teknis Proyek

Data teknis proyek ini diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Provinsi Jawa Timur.

3.4 Perencanaan Struktur

3.4.1 Struktur Bangunan Atas

3.4.1.1. Perencanaan Pipa Sandaran

1. Preliminari Desain Pipa Sandaran

Pemilihan dimensi pipa sandaran didasarkan pada buku Tabel Profil Konstruksi Baja karangan Ir. Rudy Gunawan. Sehingga didapatkan data dimensi profil pipa yaitu :

- Diameter pipa, D (mm)

- Berat pipa, W/G (kg/m)
- Tebal dinding pipa, t (mm)
- Section Modulus, ϕ (cm³)
- Luas pipa, A (cm²)
- Inersia pipa, I (cm⁴)

2. Pembebanan Pipa Sandaran

Berdasarkan *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan*, “pipa sandaran harus direncanakan untuk pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horizontal dengan masing-masing beban sebesar $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$ ”. Adapun pembebanan yang terjadi meliputi sebagai berikut :

a. Beban vertikal

$$q \text{ vertikal} = (1,3 \times W) + (1,8 \times ql) \text{ (kN/m)}$$

b. Beban horizontal

$$q \text{ horizontal} = 1,8 \times ql \text{ (kN/m)}$$

3. Perhitungan kekuatan ketahanan

- Cek kekuatan profil pipa sandaran

a. Batas kelangsingan profil

$$- \lambda = \frac{do}{t}$$

$$- \lambda_p = \frac{14800}{f_y} \quad ; \text{ syarat : } \lambda < \lambda_p$$

b. Kontrol tegangan

$$- \sigma_{ijin}$$

$$- \sigma_{total} = \frac{Mv}{W} + \frac{Mh}{W} \quad ; \text{ syarat: } \sigma_{ijin} <$$

$$\sigma_{ijin}$$

- Cek kuat lentur

$$- Mn = W \times fy$$

$$- \phi \cdot Mn \quad ; \text{ syarat : } \phi \cdot Mn > MR$$

Keterangan :

- W sandaran = berat pipa sandaran (kN/m)
- do = diameter luar pipa sandara (mm)
- d = jarak antar tiang sandaran (m)
- t = tebal pipa sandaran (mm)
- f_y = mutu baja
- λ = kelangsingan profil
- σ_{ijin} = tegangan ijin
- σ_{total} = tegangan total
- M_n = momen lentur nominal

3.4.1.2. Perencanaan Tiang Sandaran

1. Preliminari Desain Tiang Sandaran

Untuk berat jenis beton ditentukan berdasarkan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*.

2. Pembebanan Tiang Sandaran

Untuk faktor pembebanan pada tiang sandaran direncanakan berdasarkan *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan*.

Berdasarkan *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan*, "pipa sandaran harus direncanakan untuk pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horizontal dengan masing-masing beban sebesar $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$ " Adapun pembebanan

yang terjadi pada tiang sandaran meliputi sebagai berikut :

a. Beban vertikal

➤ Beban mati

- Beban tiang sendiri (P_1)
 $= b \times d \times h \times \gamma \times K_u$ (kN)

$$K_u = 1,3$$

- Berat pipa sandaran (P_2)
 $= w \times dt \times K_u \times 2$ (kN)

$$K_u = 1,3$$

- $P_{total} = P_1 + P_2$ (kN)

➤ Beban hidup

- $P_l = q_l \times L \times K_u \times 2$ (kN)

$$K_u = 1,8$$

➤ Beban vertikal(q_v) = $P_{total} + P_l$ (kN)

b. Beban horizontal

$$q_h = 1,8 \times q_l \times 2 \text{ (kN)}$$

c. Momen yang terjadi

- $H_A = 2 \times q_h$ (kN)
- $V_A = q_v$ (kN)
- $M_A = 0,9m.q_h + 0,6m.q_h$ (kN.m)

Keterangan :

- b = lebar tiang sandaran (cm)
- d = panjang tiang sandaran (cm)
- h = tinggi tiang sandaran (cm)
- γ = kuat tekan beton bertulang (kN/m³)
- w = berat pipa sandaran (kN/m)
- dt = jarak antar tiang sandaran (m)
- q_l = Beban hidup
- M_A = momen pada tiang sandaran

3. Perhitungan Momen dan Penulangan Tiang Sandaran

a. Alur Penulangan lentur :

- Menentukan dimensi penampang
- Menentukan nilai momen ultimate (Mu)
- Menentukan nilai momen nominal (Mn)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan SNIT-12-2004:

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

$$\rho_b = 0,75 \times \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

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

d = h - d' - diameter tulangan

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'}$$

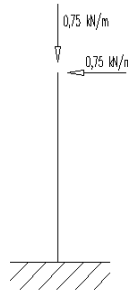
$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2m \times \frac{R_n}{f_y} \right)} \right)$$

Setelah digunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (Ast) dan memilih tulangan yang diperlukan. Luas tulangan yang diperlukan (Ast):

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

- dimana : n =jumlah tulangan
- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimat yang akan dipikul oleh penampang.
- b. Alur Penulangan Geser :
- Menentukan gaya lintang maksimum



Gambar 3. 1 Bidang D Tiang Sandaran

$$V_u = W_1 + W_2 + W_{\text{tiang}} + q_l v$$

$$V^* = \frac{V_u}{K_{re}}$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{u\text{maks}} = 0,2 \times f_c' \times b \times d$$

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

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times \beta_w \times b \times d \times \left(\frac{A_s \times f_c'}{b \times d} \right)^{1/3}$$

dimana :

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

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \phi_{\text{tul. bagi}} - \left(\frac{\phi_{\text{tul. lentur}}}{2}\right)^2$$

- Kuat geser minimum
 $V_{\text{min}} = V_{\text{uc}} + (0,6 \times b \times d)$
- Lakukan Kontrol
 $V_u \geq K_{\text{rc}} V_{\text{min}}$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul oleh tulangan geser

3.4.1.3. Perhitungan Trotoar

1. Preliminari Desain Trotoar

“Lebar bersih minimum trotoar antara sandaran atau penghalang-penghalang adalah 1.5 m. Apabila tidak terdapat sandaran dalam atau penghalang maka lebar bersih trotoar dapat dikurangi sampai 1.0 m”. BDC, BMS Pasal 1.5.1 hal 1-24 sampai 1-25.

2. Pembebanan pada Trotoar

Adapun pembebanan yang ada pada trotoar adalah sebagai berikut :

- a. Beban hidup
 - Beban merata (qL) = $l \times t \times q$ (kN)
 - Momen hidup (ML) = $qDxl$ (kN.m)
- b. Beban mati
 - Berat sendiri = $l \times t \times W_c$ (kN/m)
 - Berat pelat lantai = $l \times t_s \times W_c$ (kN/m)

- Beban mati total ($\sum qD$) = berat sendiri + berat pelat lantai (kN/m)
 - Momen hidup (MD) = $\frac{1}{8} x q D x l^2$ (kN.m)
- c. Momen ultimate
- Mu = 1,3 MD + 2 ML (kN.m)

Keterangan :

- l = lebar trotoar (m)
- t = tebal trotoar (m)
- q = beban hidup = 500 kg/m²
- ts = tebal pelat lantai (m)
- Wc = berat isi beton bertulang (kN/m³)

3. Penulangan Trotoar

Alur Penulangan lentur :

- Menentukan dimensi penampang
- Menentukan nilai momen ultimate (Mu)
- Menentukan nilai momen nominal (Mn)

$$Mn = \frac{Mu}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan SNIT-12-2004:

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

$$\rho_b = 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

d = h - d' - diameter tulangan

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2 f_y}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$$

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

Setelah digunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (A_{st}) dan memilih tulangan yang diperlukan. Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}):

$$A_{st \text{ perlu}} = \rho_{pakai} \times b \times d$$

dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang berada ditengah-tengah antara ρ_{min} , ρ_{maks} , ρ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st \text{ pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n$$

dimana : n = jumlah tulangan

- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang.

- Tulangan Pembagi :

$$\text{Tulangan Pembagi} = 20\% \times A_{st \text{ tulangan pasang}}$$

3.4.1.4. Perhitungan Kerb

1. Pembebanan pada Kerb

- a. Beban Mati

- Berat sendiri (BS) = $\frac{b_1 + b_2}{2} \times h \times \gamma \times K_u \times L$
(kN)

$$K_u = 1,3$$

- b. Beban Hidup (BH) = $w \times L$ (kN)

- c. Analisa gaya dalam (M_u) = $P_{hidup} \times L \times h \times K_u$ (N.mm)

$$K_u = 2$$

2. Penulangan Kerb

Alur Penulangan lentur :

-Menentukan dimensi penampang

-Menentukan nilai momen ultimate (M_u)

-Menentukan nilai momen nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

-Menentukan rasio tulangan berdasarkan SNIT-12-2004:

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

$$\rho_b = 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

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

$d = h - d'$ - diameter tulangan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2 f_y}$$

$$m = \frac{0,85 f_c'}{f_y}$$

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

Setelah itu gunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (A_{st}) dan milih tulangan yang diperlukan. Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}):

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang berada ditengah-tengah antara ρ_{\min} , ρ_{\max} , ρ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{stpakai} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n$$

dimana : n=jumlah tulangan

- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang.
- Tulangan Pembagi :
Tulangan Pembagi = 20% x Ast tulangan pasang

3.4.1.5. Perhitungan Pelat Lantai

1. Preliminari Desain Pelat Lantai

Berdasarkan *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan*, bahwa pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum :

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

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

keterangan:

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

2. Pembebanan Pelat Lantai

Pembebanan pada pelat lantai direncanakan berdasarkan *SNI 1725:2016*.

a. Berat Sendiri (MS)

Faktor beban layan $K_{sms} = 1$

Faktor beban ultimit $K_{ums} = 1,3$

$$MS = t_s \times W_c \text{ (kN/m)}$$

b. Beban Mati Tambahan (MA)

Faktor beban layan $K_{sma} = 1$

Faktor beban ultimit $K_{uma} = 2$

$$MA = (ts \times Wa) + (th \times Ww) \text{ (kN/m)}$$

c. Beban Truk “T” (TT)

Faktor beban layan $K_{stt} = 1$

Faktor beban ultimit $K_{utt} = 1,3$

Beban truk pada lantai jembatan $T = 112,5 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis $FBD = 0,4$

$$Ptt = (1 + FBD) \times T \text{ (kN)}$$

d. Beban Angin (EW)

Faktor beban layan $K_{sew} = 1$

Faktor beban ultimit $K_{uew} = 1,2$

Koefisien Seret $Cw = 1,2$

Kecepatan angin rencana $Vw = 30 \text{ m/s}$

$Tew = 0,0012 \times CwxVw^2 \text{ (kN/m)}$

$$Pew = \frac{hxTew}{2xb} \text{ (kN/m)}$$

e. Pengaruh Temperature (ET)

Faktor beban layan $K_{stt} = 1$

Faktor beban ultimit $K_{utt} = 1,2$

Temperature rata-rata maksimum $Tmax = 40^\circ\text{C}$

Temperature rata-rata maksimum $Tmin = 15^\circ\text{C}$

$$\Delta T = Tmax - Tmin \text{ (}^\circ\text{C)}$$

f. Momen pada Lantai Jembatan

- Akibat beban sendiri

• Momen tumpuan maksimum

$$M_{mst} = 0,083333 \times Q_{ms} \times S^2 \text{ (kN.m)}$$

• Momen lapangan maksimum

$$M_{msl} = 0,041667 \times Q_{ml} \times S^2 \text{ (kN.m)}$$

- Akibat beban mati tambahan
 - Momen tumpuan maksimum
 $M_{mat} = 0,10416667 x Q_{ms} x S^2$ (kN.m)
 - Momen lapangan maksimum
 $M_{mal} = 0,05208333 x Q_{ml} x S^2$ (kN.m)

- Akibat beban angin
 - a. Kondisi Layan
 - Momen tumpuan maksimum
 $M_{EW^{Ts}} = 0,156 x P_{EW^s} x S$ (kN.m)
 - Momen lapangan maksimum
 $M_{EW^{Ts}} = 0,141 x P_{EW^s} x S$ (kN.m)
 - b. Kondisi Ultimit
 - Momen tumpuan maksimum
 $M_{EW^{Tu}} = 0,156 x P_{EW^u} x S$ (kN.m)
 - Momen lapangan maksimum
 $M_{EW^{Tu}} = 0,141 x P_{EW^u} x S$ (kN.m)

- Akibat beban truk T (Ptt)
 - Momen tumpuan maksimum
 $M_{mtt} = 0,15625 x P_{tt} x S$ (kN.m)
 - Momen lapangan maksimum
 $M_{ttl} = 0,140625 x P_{tt} x S$ (kN.m)

- Momen inersia lantai
 - Momen inersia ; $I = 0,83333 x b x h$ (mm⁴)
 - Momen tumpuan maksimum
 $M_{etT} = 0,25 x \Delta T x a x \frac{EI}{h}$ (kN.m)
 - Momen lapangan maksimum
 $M_{etL} = 0,875 x \Delta T x a x \frac{EI}{h}$ (kN.m)

- Kombinasi
Untuk perhitungan beban kombinasi didasarkan pada ketentuan dalam *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan* yang telah dijelaskan pada *BAB II TINJAUAN PUSTAKA Tabel 2.8 hal 12*

3. Penulangan Pelat Lantai

- a. Tulangan lapangan (Tulangan lentur negatif)

$$M_n = \frac{Mu}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

-

Menentukan rasio tulangan berdasarkan *SNI-12-2004*:

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

$$\rho_b = 0,75 \times \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

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

$d = h - d'$ - diameter tulangan

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'}$$

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

Setelah digunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (A_{st}) dan memilih tulangan yang diperlukan. Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}):

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara ρ_{min} , ρ_{maks} , ρ .
Luastulangan yang dipakai :

$$A_{st\text{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n$$

dimana : n = jumlah tulangan

- b. Tulangan tumpuan (Tulangan lentur negatif)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

-Menentukan rasio tulangan berdasarkan *SNIT-12-2004*:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

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

d = h - d' - diameter tulangan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$$

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

Setelah hitung gunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luastulangan perlu (A_{st}) dan milih tulangan yang diperlukan. Luas

tulangan yang diperlukan (A_{st}):

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

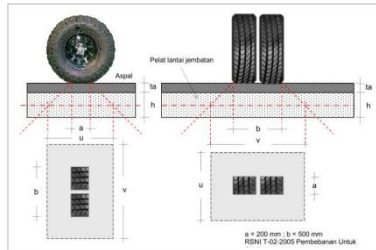
dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang beradadi ditengah-tengah antara ρ_{min} , ρ_{maks} , ρ .

Luastulangan yang dipakai :

$$A_{st\text{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n$$

dimana : n = jumlah tulangan

4. Perhitungan Geser Pons



Gambar 3. 2 Distribusi Geser Pons tipe

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

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

Dimana :

K_{uTT} : 2

P_{roda} : 10 T

DLA : 0,3

b : $b_{\text{roda}} + 2t_a + t_p$

a : $a_{\text{roda}} + 2t_a + t_p$

K_c^R : 0,6 (untuk geser)

$$V_{uc} = K_c^R \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\frac{A_{st} \times f_c'}{b \times d} \right)^{1/3}$$

dimana :

$$d : b - d - \phi_{\text{tul.geser}} - 0,5 \cdot \phi_{\text{tul.lentur}}$$

$$K_C^R : 0,75$$

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

$$\beta_2 : 1$$

$$\beta_3 : 1$$

Ast : luas potongan melintang dari tulangan memanjang.

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

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

Kontrol geser yang terjadi,

$$V_{uc} > V_{uc} \dots \text{OK}$$

3.4.1.6. Perhitungan Gelagar

1. Dimensi Efektif Penampang Komposit

Berdasarkan *RSNI T-03-2005 hal 51-132* lebar lantai yang dicakup oleh balok baja dalam menghitung besaran penampang komposit adalah nilai terkecil dari :

- $\frac{1}{5}$ panjang bentang untuk bentang sederhana atau $\frac{1}{7}$ panjang bentang untuk bentang menerus.
- Jarak pusat ke pusat antara badan balok
- $\frac{1}{12}$ kali tebal minimum pelat lantai

2. Pembebanan dan analisa Gelagar Sesudah dan Sebelum Komposit

❖ Tahap 1 Sebelum Komposit

a. Beban mati

1. Berat sendiri profil (W)
2. Pelat lantai beton = $t_s \times S \times B_J$ (kN/m)
3. Berat sambungan = 10% x berat profil (kN/m)
4. Berat bekisting = $W \times S$ (kN.m)

b. Momen lentur

Momen maksimu terjadi di tengah bentang

$$M_{maks} = 1/8 \times q \times L^2 \text{ (kN.m)}$$

c. Tegangan yang terjadi pada gelagar baja

- Pada tepi atas profil baja

$$f_{sa} = \frac{M_{maks} \times \frac{hs}{2}}{I_x}$$

- Pada tepi bawah profil baja

$$f_{sb} = f_{sa}$$

d. Lendutan

Lendutan maksimum ditengah bentang dipikul oleh gelagar

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x}$$

❖ Tahap 2 Kondisi Komposit

a. Berat pekerja

$$Q_p = q \times S \text{ (kN/m)}$$

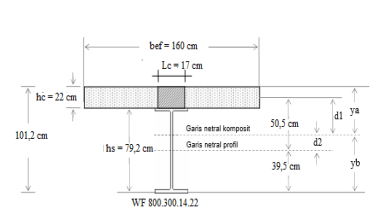
b. Momen lentur

$$M_{maks} = 1/8 \times q \times L^2 \text{ (kN.m)}$$

M total = M sebelum komposit + M kondisi komposit (kN.m)

c. Garis Netral Penampang Komposit

Untuk perhitungan lebar efektif mengacu pada *RSNI T-03-2005*.



Gambar 3. 3 Penampang Lebar Efektif

3.4.1.7. Perhitungan Diafragma

- Kontrol kekuatan diafragma
 - a. Kontrol penampang kompak

$$\text{Pelat sayap } \frac{b}{2d} < \frac{200}{\sqrt{f_y}}$$

$$\text{Pelat badan } \frac{b}{d} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

- b. Kontrol kekuatan
Kelangsingan penampang

- Panjang tekuk

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x}$$

$$\frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

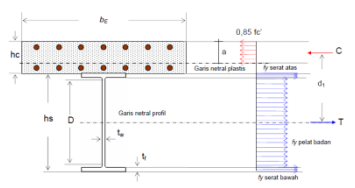
- Kekuatan nominal

$$N_n = W_x \frac{f_y}{\omega}$$

- Kekuatan rencana

$$N_u < \phi \cdot N_n$$

3.4.1.8. Perhitungan Shear Connector



Gambar 3. 4 Gaya geser antara pelat lantai beton dengan gelagar

RSNI T-03-2005, *Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan*, menetapkan geser memanjang persatuan panjang gelagar komposit V_L^* harus ditentukan dengan cara sebagai berikut,

- a. Perencanaan dalam keadaan batas (ultimit)

$$V_L^* = \frac{V^* \cdot A_t \cdot Y_C}{I_t}$$

Dimana,

V_L^*

= gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada salah satu keadaan batas ultimit atau keadaan batas kelayakan, dinyatakan dalam Newton, (N).

V^* = gaya geser rencana untuk keadaan batas sesuai akibat lentur pada potongan yang ditinjau, dinyatakan dalam Newton, (N)

Selanjutnya, gaya geser longitudinal yang digunakan dalam hal ini adalah gaya geser

hasil dari kekuatan lentur keadaan batas
(gambar 3.2), yaitu yang
lebih kecil antara C atau T , menjadi,

$$V_L^* = T \text{ atau } C (N)$$

b. Syarat perencanaan dalam keadaan batas

➤ *RSNI T-03-2005*

Gaya geser memanjang rencana, V_L^* ,
harus memenuhi,

$$V_L^* \leq \phi V_{LS}$$

$$V_{LS} = 0,55 n V_{SU}$$

Dimana :

ϕ = faktor reduksi kekuatan, sesuai
RSNIT-03-2005,

$\phi = 0,75$.

n = jumlah penghubung geser.

V_{SU} = kekuatan geser statik dari
konektor stud dalam keadaan
batas, dinyatakan dalam
Newton, atau

$$V_{SU} = A_{S \text{ con}} \cdot f_u (N)$$

Dimana,

$A_{S \text{ Con}}$ = luas penampang konektor stud
(mm^2).

f_u = tegangan putus (MPa).

➤ *AISC-LRFD*

Menurut *AISC-LRFD* kekuatan nominal
paku/stud (Q_n) adalah :

$$Q_n = \frac{0.0005 \times A_s \times \sqrt{f_{c'} - E_c}}{SF} \text{ (kN)}$$

Untuk perencanaan struktur komposit penuh, maka gaya geser horisontal ditentukan oleh kapasitas tekan beton (V_{hc}) atau kapasitas tarik baja (V_{hs}), diambil yang terkecil :

$$V_{hc} = \frac{0.085 \times f_{c'} \times b_e \times t_b}{SF}$$

$$V_{hs} = \frac{A_s \times f_y}{SF}$$

3.4.1.9. Perhitungan Sambungan Baja

Untuk menentukan perhitungan sambungan baja berdasarkan pada *BAB II TINJAUAN PUSTAKA 2.6.7 hal 29-30*.

3.4.1.10. Perhitungan Elastomer

1. Preliminari Desain Elastomer

Perancangan bantalan elastomer tipe berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekakuan untuk menopang beban tekan yang besar untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang diisyaratkan. Regangan geser akibat translasi harus dibatasi kurang dari 0.5 mm/mm untuk mencegah guling dan kelelahan berlebihan. Ketebalan total elastomer, harus dirancang dua kali lebih besar dari translasi rencana. Untuk memastikan kestabilannya, ketebalan total bantalan 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 70% ketebalan lapisan internal layer.

2. Pembebanan pada Elastomer

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban-beban ini harus di konversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban. Untuk perhitungan pembebanan pada elastomer berdasarkan pada *BAB II TINJAUAN PUSTAK 2.6.8*

3.4.2 Struktur Bangunan Bawah

3.4.2.1. Perhitungan Kepala Jembatan (Abutment)

1. Preliminari Desain Kepala Jembatan (Abutment)

Desain kepala jembatan (abutment) harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan jenis kepala jembatan sudah ditentukan maka pendesainan dapat dilihat pada *Bridge Design Manual, BMS hal 3-28 sampai 3-41*.

2. Pembebanan pada Kepala Jembatan (Abutment)

Pada bagian tanah dibelakang dinding penahan harus diperhatikan adanya beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah. Besarnya beban tambahan 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*).

3.4.2.2. Perhitungan Pondasi Telapak

Jenis pondasi yang umum digunakan adalah pondasi dangkal berupa pondasi langsung dan sumuran, dan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang, tiang bor dan sumuran (*Bridge Design Manual, BMS hal 3-3*). Penentuan jenis pondasi dipengaruhi oleh keadaan tanah sekitar bangunan dan jenis bangunan itu sendiri.

Tahapan perencanaan pondasi menurut BMS adalah sebagai berikut :

1. Periksa rencana tahanan lateral ultimit (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-3*).

$$SF = \frac{\text{jumlah momen U.L.S yang menahan geser}}{\text{jumlah momen U.L.S yang menyebabkan geser}} \geq 1.1$$

2. Periksa stabilitas terhadap putar rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-12*).

$$SF = \frac{\text{jumlah momen U.L.S yang menahan guling}}{\text{jumlah momen U.L.S yang menyebabkan guling}} \geq 1.1$$

3. Periksa rencana kapasitas daya dukung ultimate (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-14*).

$$SF = \frac{\text{rencana kapasitas daya dukung ultimate}}{\text{jumlah beban U.L.S yang bekerja}} \geq 1$$

4. Periksa agar penurunan, perpindahan geseran lateral dan rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-25*).

Terangkatnya pondasi tidak menyebabkan jembatan menjadi tidak layak

3.4.2.3. Perhitungan Tiang Pancang

Tahap perencanaan tiang pancang menurut BMS – Bridge Design Code adalah sebagai berikut :

- a. Rencanakan panjang tiang dan penampang sehingga dapat direncanakan kapasitas aksial ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-2*).

- b. Periksa apakah rencana kapasitas beban lateral ultimate melebihi rencana pembebanan lateral ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-19*).
- c. Periksa apakah penurunan vertikal tidak akan menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-37*).
- d. Periksa apakah lendutan lateral tidak menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-44*).
- e. Periksa stabilitas keseluruhan untuk pondasi tiang.
- f. Rencanakan tiang pancang untuk keawetan syarat struktural baik. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-51*)

3.4.3 Struktur Bangunan Pelengkap

3.4.3.1. Perhitungan Pelat Injak

1. Preliminari Desain Pelat Injak

Berdasarkan *Bridge Design Manual, BMS hal 3-31* untuk dimensi permulaan panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan tebal sebesar 200 mm. Dan untuk lebar tergantung pada kelas jembatan, umumnya lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok sayap.

2. Pembebanan pada Pelat Injak

a. Beban mati

- | | | |
|---|-----------|---------------------------|
| - | Aspal | $= t \times B_j \times L$ |
| - | Tanah | $= t \times B_j \times L$ |
| - | Pelat | $= t \times B_j \times L$ |
| - | Air hujan | $= t \times B_j \times L$ |

Beban mati total (q_{DL}) = $q_{aspal} + q_{tanah} + q_{pelat} + q_{air\ hujan}$

$$q_u\ DL = q_{DL} \times 1,3$$

b. Beban hidup

- $BTR = q LL = 0,9 L$
- $qu LL = qLL \times 1,6$

3. Penulangan Pelat Injak

Untuk perhitungan penulangan pada pelat injak sama halnya dengan perhitungan pada kerb yang terdiri dari penulangan lentur dan penulangan geser/pembagi yang dapat disesuaikan dengan *BAB II TINJAUAN PUSTAKA, 2.6.2 hal1.*

BAB IV

PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS

4.1. Data Desain Jembatan

4.1.1. Data-Data Desain

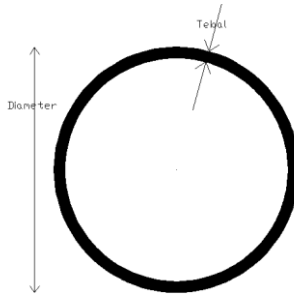
Nama Jembatan	: Jembatan Morowudi II
Lokasi Jembatan	:
Kelas Jembatan	:
Konstruksi Jembatan	:
➤ Bentang Jembatan (L)	: 85 meter (50 meter + 35 meter)
➤ Lebar Jembatan (B)	: 10 meter
➤ Lebar Jalur	: 7 meter
➤ Lebar Trotoar	: 1 meter
Spesifikasi Bahan	
1. Beton	
➤ Mutu Beton	:
➤ Kuat Tekan Beton (f_c')	: 25 MPa
➤ Modulus Elastisitas (E_c)	: 23500 MPa
2. Baja Tulangan	
➤ Mutu Baja $d \geq 12$ mm	: U-40
• Tegangan Ultimate (f_u)	:
• Tegangan Leleh (f_y)	: 400 MPa
➤ Mutu Baja $d \leq 12$ mm	: U-24
• Tegangan Ultimate (f_u)	:
• Tegangan Leleh (f_y)	: 240 MPa
3. Baja Gelagar	
➤ Mutu Baja	:
• Tegangan Ultimate (f_u)	:
• Tegangan Leleh (f_y)	:
4. Berat Isi Beban Mati	
➤ Lapisan Beraspal (W_a)	: 22 kN/m ³
➤ Beton Bertulang (W_c)	: 25 kN/m ³
➤ Beton Tak Bertulang ($W'c$)	: 24 kN/m ³
➤ Baja	: 77 kN/m ³

➤ Air (Wt) : 9,8 kN/m³

4.2. Pipa Sandaran

4.2.1. Desain Dimensi Pipa Sandaran

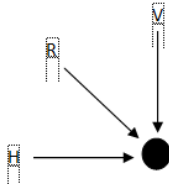
Desain dimensi pipa sandaran didasarkan pada buku *Tabel Profil Konstruksi Baja*. (Ir. Rudy Gunawan 1988)



Gambar 4. 1 Potongan Pipa

- Ketebalan t = 4 mm
- Berat per meter pipa q = 7,13 kg/m
= 0,0713 kN/m
- Luas penampang pipa A_g = 9,085 cm²
- Jari-jari girasi r = 2,56 cm
- Momen inersia I = 59,5 cm⁴
- Modulus penampang S = 15,5 cm³
- Panjang pipa sandaran l = 2 m
- Diameter pipa sandaran d = 89,1 mm
- Mutu baja = BJ-37
- Tegangan leleh baja f_u = 370 MPa
 f_y = 240 MPa
- Tegangan ijin baja σ ijin = 160 MPa
- Modulus elastisitas baja E_s = 200000 MPa

4.2.2. Pembebanan



Gambar 4. 2 Pembebanan Pipa Sandaran

- Beban Vertikal (q_v)
 - Berat sandaran (W) = 0,75 kN/m
 - $q_v = W + q$
 - $= 0,75 \text{ kN/m} + 0,0713 \text{ kN/m}$
 - $= 0,821 \text{ kN/m}$
- Beban Horizontal
 - $q_h = W = 0,75 \text{ kN/m}$

4.2.3. Analisa Struktur

$$\begin{aligned}
 M_v &= 1/12 \times q_v \times l^2 \\
 &= 1/12 \times 0,821 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 &= 0,274 \text{ kN.m} \\
 M_h &= 1/12 \times q_h \times l^2 \\
 &= 1/12 \times 0,75 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 &= 0,250 \text{ kN.m} \\
 MR &= \sqrt{M_v^2 + M_h^2} \\
 &= \sqrt{(0,274 \text{ kN.m})^2 + (0,250 \text{ kN.m})^2} \\
 &= 0,371 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.4. Perhitungan Kekuatan Ketahanan pada Pipa Sandaran

- Periksa kelangsingan penampang

$$\frac{d}{t} \leq \frac{14800}{f_y}$$

$$\frac{89,1 \text{ mm}}{4 \text{ mm}} \leq \frac{14800}{240 \text{ MPa}}$$

$$22,275 \leq 61,667$$

Penampang Kompak

- Kontrol terhadap momen

$$M_u = 0,371 \text{ kN.m}$$

$$M_p = M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{0,371 \text{ kN.m}}{0,9}$$

$$= 0,412 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 1,5 \times M_y$$

$$= 1,5 \times f_y \times S$$

$$= 1,5 \times 240 \text{ MPa} \times 15500 \text{ mm}^3$$

$$= 5580000 \text{ N.mm}$$

$$= 5,58 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan RSNI T-03-2005, momen lentur harus diambil yang terkecil yaitu 0,371 kN.m

- Kontrol terhadap lendutan

Syarat,

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_s \times I} \leq \frac{l}{240}$$

$$\frac{5 \times 0,274 \text{ kN/m} \times (2000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \text{ MPa} \times 595000 \text{ mm}^4} \leq \frac{2000 \text{ mm}}{240}$$

$$0,479 \leq 8,333$$

Lendutan OK

- Kontrol terhadap geser

$$V_n = 0,36 \times f_y \times A_g$$

$$= 0,36 \times 240 \text{ MPa} \times 908,5 \text{ mm}^2$$

$$= 78494400 \text{ N}$$

$$= 7849,4 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat, } Vu &\leq \phi Vn \\ 0,274 \text{ kN} &\leq 0,9 \times 7849,4 \text{ kN} \\ 0,274 \text{ kN} &\leq 70644,96 \text{ kN} \\ \text{Geser OK} \end{aligned}$$

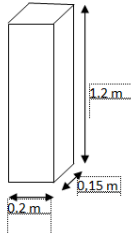
- Kontrol terhadap interaksi geser dan lentur
Syarat,

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi \times Mn} + 0,625 \times \frac{Vu}{\phi \times Vn} &\leq 1,375 \\ \frac{0,371 \text{ kN.m}}{0,9 \times 0,412 \text{ kN.m}} + 0,625 \times \frac{0,274 \text{ kN}}{0,9 \times 78494,4 \text{ kN}} &\leq 1,375 \\ &1,000 \leq 1,375 \end{aligned}$$

Interaksi geser dan lentur OK

4.3. Tiang Sandaran

4.3.1. Desain Tiang Sandaran



Gambar 4. 3 Desain Tiang Sandaran

- Tinggi tiang sandaran $s = 1,2 \text{ m}$
- Panjang tiang sandaran $h = 0,2 \text{ m}$
- Lebar tiang sandaran $b = 0,15 \text{ m}$
- Diameter tulangan utama $\phi p = 6 \text{ mm}$
- Diameter tulangan geser bagi $\phi g = 8 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton $d' = 35 \text{ mm}$
- Jarak antar tiang sandaran $l = 2 \text{ m}$
- Tegangan leleh baja $fy = 240 \text{ MPa}$
- Kuat tekan beton $fc' = 25 \text{ MPa}$

- BJ beton

$$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

4.3.2. Pembebanan

- Beban Vertikal
 - Berat pipa

$$P1 = q \times l \times 3$$

$$= 0,0713 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \times 3$$

$$= 0,428 \text{ kN}$$
 - Berat tiang

$$P2 = h \times b \times s \times W_c$$

$$= 1,2\text{m} \times 0,2\text{m} \times 0,15\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 0,900 \text{ kN}$$
 - Beban hidup

$$P_l = q_l \times l \times 3$$

$$= 0,75 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \times 3$$

$$= 4,500 \text{ kN}$$

$$q_v = 1,3(P1+P2) + 1,8P_l$$

$$= 1,3(0,428\text{kN}+0,9\text{kN}) + (1,8 \times 4,5 \text{ kN})$$

$$= 9,826 \text{ kN}$$
- Beban Horizontal

$$q_h = 1,8 \times q_l \times l$$

$$= 1,8 \times 0,75 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m}$$

$$= 2,700 \text{ kN}$$

4.3.3. Analisa Struktur

$$H_A = 3q_h = 3 \times 2,7 \text{ kN}$$

$$= 8,1 \text{ kN} (\rightarrow)$$

$$V_A = q_v = 9,826 \text{ kN} (\uparrow)$$

$$M_{\text{maks}} = (0,3 \times q_h) \times 3$$

$$= (0,3 \times 2,7 \text{ kN}) \times 3$$

$$= 2,430 \text{ kN}$$

4.3.4. Penulangan pada Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} d &= h - d' - 1/2\phi p - \phi g \\ &= 200\text{mm} - 35\text{ mm} - (1/2 \times 12\text{ mm}) - 8\text{ mm} \\ &= 151\text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &= \frac{M_{\max}}{\phi} \\ &= \frac{2430000\text{ N.mm}}{0,8} \\ &= 3037500\text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{3037500\text{ Nmm}}{150\text{ mm} \times 151\text{ mm}^2} \\ &= 0,888\text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85f_c'} \\ &= \frac{240\text{ MPa}}{0,85 \times 25\text{ MPa}} \\ &= 11,294 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2m \times \frac{R_n}{f_y}\right)}\right) \\ &= \frac{1}{11,294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times 11,294 \times \frac{0,888\text{ N/mm}^2}{240\text{ N/mm}^2}\right)}\right) \\ &= 0,0038 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25\text{ MPa}}{240\text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600+240\text{ MPa}} \\ &= 0,0403 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0058 &< 0,0038 < 0,0403 \end{aligned}$$

Maka $\rho = 0,0038$

a. Tulangan Utama

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

$$= 0,0038 \times 1000 \text{ mm} \times 151 \text{ mm}$$

$$= 85,645 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 \emptyset 12 untuk satu sisi

$$\text{As pasang} = \frac{1}{4} \pi \times \emptyset p^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (12 \text{ mm})^2 \times 4$$

$$= 452,389 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan Bagi

$$\text{As geser} = 20\% \times \text{As pasang}$$

$$= 20\% \times 452,389 \text{ mm}^2$$

$$= 17,129 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan geser \emptyset 8, maka jarak minimum antar tulangan :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset g^2 \times b}{\text{As}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (8 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{17,129 \text{ mm}^2}$$

$$= 439,956 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi \emptyset 8 – 400mm

4.4. Trotoar

4.4.1. Data Trotoar

- Tebal pelat lantai $t_s = 0,3 \text{ m}$
- Lebar trotoar $b_2 = 1 \text{ m}$
- Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$
- Tebal trotoar $h_1 = 0,25 \text{ m}$
- Diameter tulangan utama $\emptyset p = 13 \text{ mm}$
- Diameter tulangan bagi $\emptyset g = 10 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton $d' = 35 \text{ mm}$
- Kuat tekan beton $f_c' = 25 \text{ mm}$
- Tegangan leleh baja $f_y = 240 \text{ MPa}$
- Berat isi beton bertulang $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Berat isi beton tak bertulang $W'c = 24 \text{ kN/m}^3$
- Beban pejalan kaki $q = 5 \text{ kN/m}^2$

4.4.2. Pembebanan

a. Beban Mati

- Berat sendiri

$$\begin{aligned} q_1 &= b_2 \times h_1 \times W^c \\ &= 1 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Berat pelat lantai

$$\begin{aligned} q_2 &= b_2 \times t_s \times W_c \\ &= 1 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 7,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Total beban mati

$$\begin{aligned} \Sigma q_D &= q_1 + q_2 \\ &= 6,00 \text{ kN/m} + 7,5 \text{ kN/m} \\ &= 13,500 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

- Beban merata

$$\begin{aligned} q_L &= b_2 \times h_1 \times q \\ &= 1 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 1,250 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4.4.3. Analisa Struktur

$$\begin{aligned} MD &= 1/8 \times q_D \times l^2 \\ &= 1/8 \times 13,500 \text{ kN/m} \times (1 \text{ m})^2 \\ &= 1,688 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ML &= q_L \times l^2 \\ &= 1,250 \text{ kN/m} \times (1 \text{ m})^2 \\ &= 1,250 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3MD + 1,8ML \\ &= (1,3 \times 1,688 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 1,250 \text{ kN.m}) \\ &= 4,444 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.5. Kerb

4.5.1. Data Kerb

- Tinggi kerb $t = 0,25 \text{ m}$
- Lebar Kerb $l_1 = 0,20 \text{ m}$
 $l_2 = 0,15 \text{ m}$

• Lebar yang ditinjau	b	$= 1000 \text{ mm}$
• Diameter tulangan utama	ϕ_p	$= 12 \text{ mm}$
• Diameter tulangan bagi	ϕ_g	$= 8 \text{ mm}$
• Tebal selimut beton	d'	$= 35 \text{ mm}$
• Kuat tekan beton	f_c'	$= 25 \text{ mm}$
• Tegangan leleh baja	f_y	$= 240 \text{ MPa}$
• Berat isi beton bertulang	W^c	$= 25 \text{ kN/m}^3$
• Beban pejalan kaki	q	$= 5 \text{ kN/m}^2$

4.5.2. Pembebanan

a. Beban Mati

- Berat sendiri

$$\begin{aligned}
 P &= t \times b \times W^c \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 6,250 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

- Beban pejalan kaki

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

- Beban horizontal

$$\begin{aligned}
 Ph &= t \times q \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 1,250 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4.5.3. Analisa Struktur

$$\begin{aligned}
 MD &= 1/2 \times P \times t^2 \\
 &= 1/2 \times 6,250 \text{ kN/m} \times (0,25 \text{ m})^2 \\
 &= 0,195 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ML &= Ph \times t \\
 &= 1,250 \text{ kN/m} \times (1 \text{ m})^2 \\
 &= 1,250 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3MD + 1,8ML \\
 &= (1,3 \times 0,195 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 1,250 \text{ kN.m}) \\
 &= 2,504 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.5.4. Penulangan pada Kerb

$$\begin{aligned} d &= 12 - d' - 1/2\phi p - \phi g \\ &= 150 \text{ mm} - 35 \text{ mm} - (1/2 \times 12 \text{ mm}) - 8 \text{ mm} \\ &= 101 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &= \frac{M_{\max}}{\phi} \\ &= \frac{2504000 \text{ N.mm}}{0,8} \\ &= 3129882,813 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{3129882,813 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (101 \text{ mm})^2} \\ &= 0,307 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85f_c'} \\ &= \frac{240 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} \\ &= 11,294 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2m \times \frac{R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{11,294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times 11,294 \times \frac{0,307 \text{ N/mm}^2}{240 \text{ N/mm}^2} \right)} \right) \\ &= 0,00129 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600+240 \text{ MPa}} \\ &= 0,0403 \end{aligned}$$

Cek,

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

$$0,0058 > 0,00129 < 0,0403$$

Maka $\rho = 0,00129$

c. Tulangan Utama

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

$$\begin{aligned}
 &= 0,0038 \times 1000 \text{ mm} \times 151 \text{ mm} \\
 &= 85,645 \text{ mm}^2 \\
 \text{Dipakai tulangan} & 4 \text{ } \phi 12 \text{ untuk satu sisi} \\
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \pi \times \phi^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (12\text{mm})^2 \times 4 \\
 &= 452,389 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

d. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 \text{As geser} &= 20\% \times \text{As pasang} \\
 &= 20\% \times 452,389 \text{ mm}^2 \\
 &= 17,129 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser $\phi 8$, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{\text{As}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (8\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{17,129 \text{ mm}^2} \\
 &= 439,956 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi $\phi 8 - 400\text{mm}$

4.6. Pelat Lantai Kendaraan

4.6.1. Data Pelat Lantai Kendaraan

- Tebal slab jembatan $t_s = 0,3 \text{ m}$
- Tabl lapisan aspal+overlay $t_a = 0,1 \text{ m}$
- Tebal genangan air hujan $t_h = 0,05 \text{ m}$
- Jarak antar girder $S = 3,7 \text{ m}$
- Lebar jalur lalu lintas $B = 7 \text{ m}$
- Lebar total jembatan $b_{\text{total}} = 10 \text{ m}$
- Panjang bentang jembatan $L = 50 \text{ m}$

Mutu Beton

- Kuat tekan beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$
- Modulus elastisitas $E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 23500 \text{ Mpa}$
- Angka poison $\mu = 0,2$
- Modulus geser $G = E_c / (2 * (1 + \mu)) = 9791,667 \text{ Mpa}$
- Koefisien muai panjang $\alpha = 0,00001 / ^\circ\text{C}$

Mutu Baja

- Mutu baja tulangan $D > 12\text{mm}$ $U = 40$
Tegangan leleh baja $f_y = U \cdot 10 = 400 \text{ MPa}$
- Mutu baja tulangan $D \leq 12\text{mm}$ $U = 24$
Tegangan leleh baja $f_y = U \cdot 10 = 240 \text{ MPa}$

Berat Jenis

- Berat beton bertulang $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Berat beton tidak bertulang $W^c = 24 \text{ kN/m}^3$
- Berat aspal $W_a = 22 \text{ kN/m}^3$
- Berat air $W_w = 9,8 \text{ kN/m}^3$
- Berat baja $W_s = 77 \text{ kN/m}^3$

4.6.2. Pembebanan

Ditinjau lantai selebar 1,00 meter pada arah memanjang jembatan.

- Berat Sendiri (MS)
Faktor beban layan (K_{SMS}) = 1
Faktor beban ultimit (K_{UMS}) = 1,3
 $Q_{MS} = t_s \times b \times W_c$
 $= 0,3 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 7,50 \text{ kN/m}$
- Beban Mati Tambahan (MA)
Faktor beban layan (K_{SMA}) = 1
Faktor beban ultimit (K_{UMA}) = 2
 $Q_A = t_a \times b \times W_a$
 $= 0,1 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$
 $= 2,20 \text{ kN/m}$
 $Q_H = t_h \times b \times W_w$
 $= 0,05 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$
 $= 0,49 \text{ kN/m}$
 $Q_{MA} = Q_A + Q_H$
 $= 2,20 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m}$
 $= 2,690 \text{ kN/m}$

c. Beban Truk "T" (TT)

$$\text{Faktor beban layan (K}_{STT}) = 1$$

$$\text{Faktor beban ultimit (K}_{UTT}) = 2$$

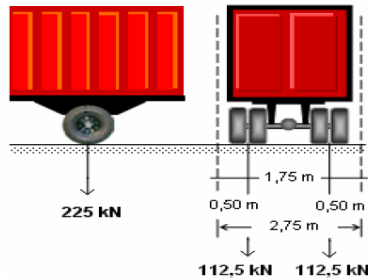
$$\text{Beban truk pada lantai jembatan (T)} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis (FBD)} = 0,4$$

$$P_{TT} = (1 + \text{FBD}) \times T$$

$$= (1 + 0,4) \times 112,5 \text{ kN}$$

$$= 167,50 \text{ kN}$$



Gambar 4. 4. Pembebanan Truk "T"

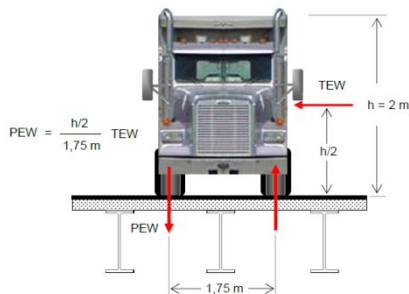
d. Beban Angin (EW)

$$\text{Koefisien seret (C}_w) = 1,2$$

$$\text{Lebar truk (b)} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi truk (h)} = 2 \text{ m}$$

Keterangan	Notasi	Beban Layan	Beban Ultimit	Satuan
Faktor beban	K_{EW}	1.00	1.20	
Kecepatan angin rencana	V_w	25.00	30.00	m/detik



Beban Angin (T_{EW})

1. Layan

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 25,00 \text{ m/s} \times 1,2^2 \\ &= 0,900 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{EW} &= \frac{h \times T_{EW}}{2 \times b} \\ &= \frac{2 \text{ m} \times 0,900 \text{ kN/m}}{2 \times 1,75 \text{ m}} \\ &= 0,514 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Ultimit

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 30,00 \text{ m/s} \times 1,2^2 \\ &= 1,296 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

e. Beban Temperature (ET)

$$\text{Faktor beban layan } (K_{SET}) = 1$$

$$\text{Faktor beban ultimit } (K_{UET}) = 1,2$$

$$\text{Temperature rata-rata maksimum} = 40^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperature rata-rata minimum} = 15^\circ\text{C}$$

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

$$= (40^\circ\text{C} - 15^\circ\text{C})/2$$

$$= 12,5^\circ\text{C}$$

4.6.3.Momen pada Pelat Kendaraan

a. Akibar Berat Sendiri (Q_{MS})

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{MS}^T &= 0,08333 \times Q_{MS} \times S^2 \\ &= 0,08333 \times 7,50 \text{ kN/m} \times (3,7\text{m})^2 \\ &= 8,556 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{MS}^L &= 0,04167 \times Q_{MS} \times S^2 \\ &= 0,04167 \times 7,50 \text{ kN/m} \times (3,7\text{m})^2 \\ &= 4,278 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

b. Akibat Beban Mati Tambahan (Q_{MA})

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{MA}^T &= 0,10417 \times Q_{MA} \times S^2 \\ &= 0,10417 \times 2,690 \text{ kN/m} \times (3,7\text{m})^2 \\ &= 3,836 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{MA}^L &= 0,05208 \times Q_{MA} \times S^2 \\ &= 0,05208 \times 2,690 \text{ kN/m} \times (3,7\text{m})^2 \\ &= 1,918 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

c. Akibat Beban Truk "T" (P_{TT})

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{TT}^T &= 0,15625 \times P_{TT} \times S \\ &= 0,15625 \times 157,5 \text{ kN} \times 3,7\text{m} \\ &= 91,055 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{TT}^L &= 0,140625 \times P_{TT} \times S \\ &= 0,140625 \times 157,5 \text{ kN} \times 3,7\text{m} \\ &= 81,949 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

d. Akibat Beban Angin (EW)

- **Kondisi Layan**

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{EW}^{TS} &= 0,156 \times P_{EW}^S \times S \\ &= 0,156 \times 0,514 \text{ kN/m} \times 3,7\text{m} \\ &= 0,297 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{EW}^{LS} &= 0,141 \times P_{EW}^S \times S \\ &= 0,141 \times 0,514 \text{ kN/m} \times 3,7\text{m} \\ &= 0,268 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- **Kondisi Ultimit**

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{EW}^{TU} &= 0,156 \times P_{EW}^U \times S \\ &= 0,156 \times 0,741 \text{ kN/m} \times 3,7\text{m} \\ &= 0,427 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{EW}^{LU} &= 0,141 \times P_{EW}^U \times S \\ &= 0,141 \times 0,741 \text{ kN/m} \times 3,7\text{m} \\ &= 0,386 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e. Akibat Beban Temperature (ET)

Momen Inersia lantai beton

$$\begin{aligned} I &= 0,0833 \times b \times ts^2 \\ &= 0,0833 \times 1000 \text{ mm} \times (300\text{mm})^2 \\ &= 2249100000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Momen tumpuan maksimum

$$\begin{aligned} M_{ET}^T &= 0,025 \times \Delta T \times \alpha \times \frac{EI}{ts} \\ &= 0,025 \times 12,5^\circ\text{C} \times 0,00001/^\circ\text{C} \times \frac{200000 \text{ MPa} \times 0,00225\text{m}^4}{0,3 \text{ m}} \\ &= 0,0005506 \text{ N.m} \\ &= 0,551 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen lapangan maksimum

$$\begin{aligned} M_{ET}^L &= 0,875 \times \Delta T \times \alpha \times \frac{EI}{ts} \\ &= 0,875 \times 12,5^\circ\text{C} \times 0,00001/^\circ\text{C} \times \frac{200000 \text{ MPa} \times 0,00225\text{m}^4}{0,3 \text{ m}} \\ &= 0,0192696 \text{ N.m} \\ &= 19,270 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Kombinasi Momen

Rekapitulasi Momen

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	Daya Layan	Keadaan Ultimit	M.	M.
					Lapangan kN.m'	Tumpuan kN.m'
1	Berat Sendiri	Kms	1,00	1,30	4,278	8,556
2	Beban	Kma	1,00	2,00	1,918	3,836

	Mati Tambahan					
3	Beban Truck T	Ktt	1,00	1,80	221,484	91,055
4	Pengaruh Temperatur	Ket	1,00	1,20	19,270	0,551
5a	Beban Angin	Kew	1,00		0,268	0,297
5b	Beban Angin	Kew		1,20	0,386	0,427

Kombinasi Momen 1

No.	Jenis Beban	Aksi	Kondisi Layan	Kondisi Layan
			Ms. Lapangan	Ms. Tumpuan
			kN.m'	kN.m'
1	Berat Sendiri	X KBL	4,278	8,556
2	Beban Mati Tambahan	X KBL	1,918	3,836
3	Beban Truck T	X KBL	81,949	91,055
4	Pengaruh Temperatur	o KBL	19,270	0,551
5a	Beban Angin			
5b	Beban Angin			
		Σ	107,415	103,997

No.	Jenis Beban	Aksi	Kondisi Ultimit	Kondisi Ultimit
			Mu. Lapangan	Mu. Tumpuan
			kN.m'	kN.m'
1	Berat Sendiri	X KBU	5,562	11,123
2	Beban Mati Tambahan	X KBU	3,836	7,672
3	Beban Truck T	X KBU	147,509	163,898
4	Pengaruh Temperatur	o KBL	16,058	0,459
5a	Beban Angin			

5b	Beban Angin			
		Σ	172,964	183,152

Kombinasi 2 Momen

No.	Jenis Beban	Aksi	Kondisi Layan	Kondisi Layan
			Ms. Lapangan	Ms. Tumpuan
			kN.m'	kN.m'
1	Berat Sendiri	X KBL	4,278	8,556
2	Beban Mati Tambahan	X KBL	1,918	3,836
3	Beban Truck T	o KBL	81,949	91,055
4	Pengaruh Temperatur	0,7 KBL	13,489	0,385
5a	Beban Angin			
5b	Beban Angin			
		Σ	101,634	103,832

No.	Jenis Beban	Aksi	Kondisi Ultimit	Kondisi Ultimit
			Mu. Lapangan	Mu. Tumpuan
			kN.m'	kN.m'
1	Berat Sendiri	X KBU	5,562	11,123
2	Beban Mati Tambahan	X KBU	3,836	7,672
3	Beban Truck T	o KBL	45,527	50,586
4	Pengaruh Temperatur			
5a	Beban Angin			
5b	Beban Angin			
		Σ	54,925	69,381

4.6.4. Penulangan pada Pelat Lantai Kendaraan

4.6.4.1. Tulangan Lapangan (Tulangan lentur positif)

Kombinasi 1

- M_{max} = 172,964 kN.m
= 424128000 N.mm
- d' = 40 mm
- $d = ts - d'$ = 300 mm - 40 mm = 260 mm
- b = 1000 mm
- ϕ_p = 29 mm
- ϕ_g = 16 mm

a. Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{max}}{\phi} \\ &= \frac{172964000 \text{ N.mm}}{0,8} \\ &= 216206000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{216206000 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (260 \text{ mm})^2} \\ &= 3,198 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85f_c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} \\ &= 18,824 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600+400 \text{ MPa}} \\ &= 0,027 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,027 \\ &= 0,0203 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n \text{ maks} &= \rho_{maks} \cdot f_y \times \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{maks} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'}\right) \\ &= 0,0203 \cdot 400 \text{ MPa} \times \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,0203 \cdot 400 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}}\right) \end{aligned}$$

$$= 6,574 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2m \times \frac{Rn}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times 18,824 \times \frac{7,843 \text{ N/mm}^2}{400 \text{ N/mm}^2} \right)} \right) \\ &= 0,0203 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0203 \times 1000 \text{ mm} \times 260 \text{ mm} \\ &= 5283,281 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antara tulangan untuk, $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (29\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{5283,281 \text{ mm}^2} \\ &= 124,957 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur $\phi 29 - 120 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_s \text{ rencana} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (29\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} \\ &= 5501,542 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan A_s rencana $>$ A_s perlu, maka Memenuhi

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} A_s \text{ geser} &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 5501,542\text{mm}^2 \\ &= 2641,641 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser $\phi 16$, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned} s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{2641,641 \text{ mm}^2} \end{aligned}$$

$$= 76,074 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi $\phi 16 - 100\text{mm}$

4.6.4.2. Tulangan Tumpuan (Tulangan lentur negatif)

Kombinasi 1

- M_{\max} = 183,152kN.m
= 183152000 N.mm
- d' = 40 mm
- $d = t_s - d'$ = 300 mm - 40 mm = 260 mm
- b = 1000 mm
- ϕ_p = 29 mm
- ϕ_g = 16 mm

a. Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{\max}}{\phi} \\ &= \frac{183152000 \text{ N.mm}}{0,8} \\ &= 228940000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{228940000 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times (260 \text{ mm})^2} \\ &= 3,387 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85f_c'} \\ &= \frac{400 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} \\ &= 18,824 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600+400 \text{ MPa}} \\ &= 0,027 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,027 \\ &= 0,0203 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn \text{ maks} &= \rho_{\text{maks}} \cdot f_y \times \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'}\right) \\
 &= 0,0203 \cdot 400 \text{MPa} \times \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,0203 \cdot 400 \text{MPa}}{0,85 \cdot 25 \text{MPa}}\right) \\
 &= 6,574 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2m \times \frac{Rn}{f_y}\right)}\right) \\
 &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \times 18,824 \times \frac{3,387 \text{ N/mm}^2}{400 \text{ N/mm}^2}\right)}\right) \\
 &= 0,0093
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0093 \times 1000 \text{ mm} \times 260 \text{ mm} \\
 &= 2411,935 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antara tulangan untuk, $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (29 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{2411,935 \text{ mm}^2} \\
 &= 273,716 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur $\phi 29 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ rencana} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (29 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} \\
 &= 2640,740 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dengan $A_s \text{ rencana} > A_s \text{ perlu}$, maka Memenuhi

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ geser} &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\
 &= 50\% \times 2411,935 \text{ mm}^2 \\
 &= 1205,958 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

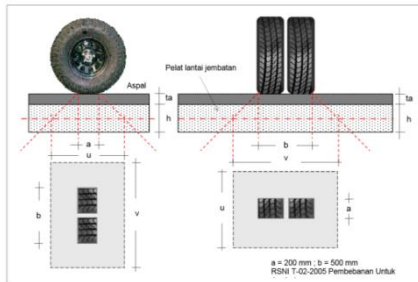
Dipasang tulangan geser $\phi 16$, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi g^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (16\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1205,958 \text{ mm}^2} \\
 &= 166,638 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi $\phi 16 - 180\text{mm}$

4.6.5. Geser Pons

4.6.5.1. Geser Pons di Tengah Pelat



Gambar 4. 5. Geser Pons

Diketahui :

- d' = 30 mm
- a = 200 mm
- b = 500 mm
- ta = 100 mm
- ts = 300 mm

$$\begin{aligned}
 u &= a + 2ta + ts \\
 &= 200 \text{ mm} + (2 \times 100 \text{ mm}) + 300 \text{ mm} \\
 &= 700 \text{ mm} = 0,70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + 2ta + ts \\
 &= 500 \text{ mm} + (2 \times 100 \text{ mm}) + 300 \text{ mm} \\
 &= 1000 \text{ mm} = 1,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= 2u + 2v \\
 &= (2 \times 0,7\text{m}) + (2 \times 1,00\text{m}) \\
 &= 3,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{pons} &= 2 \times b' \times ts \\
 &= 2 \times 3,40 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$= 2,04 \text{ m}^2$$

Kekuatan nominal lantai geser tanpa tulangan geser :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times A_{\text{pons}} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 2,04 \text{ m}^2 \\ &= 1,703 \text{ T.N} \\ &= 1703,400 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor :

$$\begin{aligned} K_{\text{utt}} \times P_{\text{tt}} &\leq \phi \times V_c \\ 2 \times 157,500 \text{ kN} &\leq 0,7 \times 1703,400 \text{ kN} \\ 315 \text{ kN} &\leq 1192,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pelat lantai tanpa tulangan geser aman terhadap geser pons

4.6.5.2. Geser Pons di Ujung Pelat

Diketahui :

- d' = 30 mm
- a = 200 mm
- b = 500 mm
- t_a = 100 mm
- t_s = 300 mm

$$\begin{aligned} u' &= \frac{1}{2}u + \frac{1}{2}a \\ &= (\frac{1}{2} \times 700 \text{ mm}) + (\frac{1}{2} \times 200 \text{ mm}) \\ &= 450 \text{ mm} = 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= 2u' + 2v \\ &= (2 \times 0,45 \text{ m}) + (2 \times 1,00 \text{ m}) \\ &= 2,90 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pons}} &= 2 \times b' \times t_s \\ &= 2 \times 2,90 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \\ &= 1,74 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai geser tanpa tulangan geser :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times A_{\text{pons}} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 1,74 \text{ m}^2 \\ &= 1,450 \text{ T.N} \end{aligned}$$

$$= 1450 \text{ kN}$$

Kekuatan geser terfaktor :

$$Kutt \times Ptt \leq \phi \times Vc$$

$$2 \times 157,500 \text{ kN} \leq 0,7 \times 1450 \text{ kN}$$

$$315 \text{ kN} \leq 1015 \text{ kN}$$

Pelat lantai tanpa tulangan geser aman terhadap geser pons

4.7. Gelagar Memanjang

4.7.1. Model Gambar Perhitungan



4.7.2. Perhitungan Balok Memanjang

4.7.2.1. Pembebanan

a. Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Aspal} &= d4 \times Wa \times LF \times b1 \\ &= 0,1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \times 3,7 \text{ m} \\ &= 10,582 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat beton} &= d3 \times Wc \times Kums \times b1 \\ &= 0,3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \times 3,1 \text{ m} \\ &= 235,755 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Hujan} &= d2 \times Ww \times LF \times b1 \\ &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \times 3,1 \text{ m} \\ &= 1,975 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat profil} = W \times LF$$

$$(\text{sementara dikosongi}) = 0 \times 1,1$$

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

$$\text{qMU} = 248,312 \text{ kN/m}$$

b. Beban hidup

- Beban hidup merata (UDL)

$$\text{Untuk } \lambda = 46 \text{ m} \quad L = 46 \text{ m} > 30 \text{ m}$$

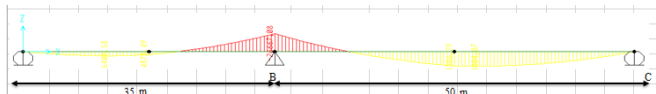
$$\begin{aligned} \text{Maka : } q &= 9(0,5 + 15/L) \\ &= 7,4 \text{ Kpa} = 7,435 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup garis (KEL)
 - $P = 49 \text{ kN/m}$
 - $P \text{ KEL} = p (1+DLA) s \text{ Kutd}$
 - $= 49 (1+0,4) 3,7 \cdot 1,8$
 - $= 456,88 \text{ kN}$



- Akibat beban truk "T"
 - $T = 112,5 \text{ kN}$
 - $T_u = T \times (1+0,4) \text{ Kutt}$
 - $= 112,5 \times 1,4 \times 2$
 - $= 284 \text{ kN}$

4.7.2.2. Momen yang Terjadi Akibat Beban Mati dan KEL & UDL



Momen maksimum di bentang 35 m

$$M1 = 6408,57 \text{ kN.m} \quad 12\text{m dari titik A}$$

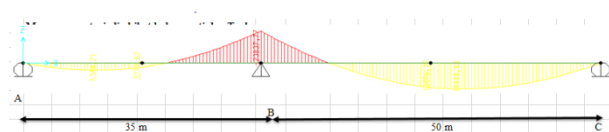
Momen pada titik B

$$M_b = 26667,08 \text{ kN.m}$$

Momen maksimum pada bentang 50 m

$$M2 = 21884,2 \text{ kN.m} \quad 28,25 \text{ m dari titik B}$$

4.7.2.3. Momen yang terjadi akibat beban mati dan Truk



Momen maksimum di bentang 35 m

$$M1 = 5380,01 \text{ kN.m} \quad 10,88\text{m dari titik A}$$

Momen pada titik B

$$M_b = 23837,77 \text{ kN.m}$$

Momen maksimum pada bentang 50 m

$$M2 = 19448,32 \text{ kN.} \quad 29,49 \text{ m dari titik B}$$

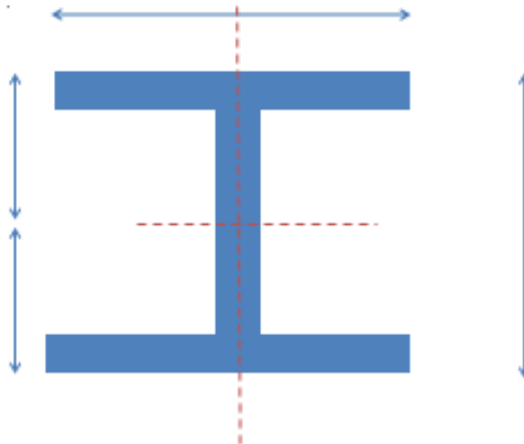
Maka momen yang digunakan untuk menghitung

4.7.3. Penentuan Penampang Profil

Diasumsikan penampang kompak

$$\begin{aligned} M_p = M_n &= M_u / \phi \\ &= 26667,08 \text{ kN.m} / 0,9 \\ &= 29630,09 \text{ kN.m} \\ &= 29630088889 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ Z_x &= M_p / f_y \\ &= 29630088889 \text{ N.mm} / 410 \text{ MPa} \\ &= 72268509,49 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$



Gambar 4. 6. Profil Gelagar

$$\begin{aligned}
 H &= 1600\text{mm} \\
 B &= 800\text{mm} \\
 T_f &= 48\text{mm} \\
 T_w &= 30\text{mm} \\
 Y_t &= 800\text{mm} \\
 Y_b &= 800\text{mm} \\
 D &= 1504\text{mm}
 \end{aligned}$$

Kelangsingan Penampang Kompak

- Pelat Sayap

$$\begin{aligned}
 \lambda_f &< \lambda_p \\
 \frac{b}{2t_f} &< \frac{170}{\sqrt{f_y}} \\
 \frac{800\text{mm}}{2.48\text{mm}} &< \frac{170}{\sqrt{410\text{MPa}}} \\
 8,3 &< 8,4 \rightarrow \text{Penampang Kompak}
 \end{aligned}$$

- Pelat Badan

$$\begin{aligned}
 \lambda_w &< \lambda_p \\
 \frac{h}{t_w} &< \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \\
 \frac{1600\text{mm}}{30\text{mm}} &< \frac{1680}{\sqrt{410\text{MPa}}} \\
 50 &< 83 \rightarrow \text{Penampang Kompak}
 \end{aligned}$$

Modulus of Section

Luas (mm²)			
Flens		Web	
Atas	Bawah	Atas	Bawah
38400	38400	22560	22560

Jarak ke sb X - X (mm)			
Flens		Web	
Atas	Bawah	Atas	Bawah
776	776	376	376

$$Z_x = (38400 \cdot 776) + (38400 \cdot 776) + (22560 \cdot 376) + (22560 \cdot 376)$$

$$= 76561920 \text{ mm}^3 > Z_x = 72268509,49 \text{ mm}^3$$

Memenuhi

$$Z_y = (0,5b^2tf) + (0,25 tw^2(d - 2tf))$$

=

$$\begin{aligned} & (0,5(800\text{mm})^2 48\text{mm}) + \\ & (0,25 (30\text{mm})^2(1504\text{mm} - 2.48\text{mm})) \\ & = 15676800 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Inersia

$$\begin{aligned} I_x &= (0,08 tw d^3) + ((0,08 2b tf^3) + (2b tf \\ & (yt+0,5tf) \\ &= (0,08 30\text{mm} (1504\text{mm})^3) + (0,08 2.800\text{mm} \\ & (48\text{mm})^3) + (2.800\text{mm} 48\text{mm} \\ & (800\text{mm}+0,548\text{mm})) \\ &= 8625602560 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_y &= 2(0,08 tf b^3) + (0,08 tw^3 d) \\ &= 2(0,08 48\text{mm} (800\text{mm})^3) + (0,08 (30\text{mm})^3 \\ & 1504\text{mm} \\ &= 4099384000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Luas Penampang

$$\begin{aligned} A_s &= 2(tf \times b) + (h-2tf)tw \\ &= 2(4,8\text{cm} \times 80\text{cm}) + (160\text{cm} - 2.4,8\text{cm})3\text{cm} \\ &= 1219,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Berat Profil

$$\begin{aligned} W &= (W_s \times A_s) 1,1 \\ &= (77 \text{ kN/m} \times 0,12192 \text{ m}^2) 1,1 \\ &= 10,327 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Radius Girasi

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{862560,3 \text{ cm}^4}{1219,2 \text{ cm}^2}} = 26,60 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{409938 \text{ cm}^4}{1219,2 \text{ cm}^2}} = 18,34 \text{ cm}$$

Centre of Gravity

$$\begin{aligned} S_x &= I_x / (0,5d) \\ &= 862560,3 \text{ cm}^4 / (0,5 150,4\text{cm}) \\ &= 11470,22 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$J = 0,33((2 b tf)^3 + h tw^3)$$

$$\begin{aligned}
&= 0,33 ((2\ 800\text{mm}\ 48\text{mm})^3 + 1600\text{mm} \\
&\quad (30\text{mm})^3) \\
&= 73382400\ \text{mm}^4 \\
C_w &= (1/12\ t\ f\ b^2\ h^2) \\
&= 1/12\ 48\text{mm}\ (800\text{mm})^2\ (1600\text{mm})^2 \\
&= 1621440000000000\ \text{mm}^6 \\
X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E\ G\ J\ A}{2}} \\
&= \frac{\pi}{11470216\ \text{mm}^3} \sqrt{\frac{200000\text{MPa}\ 80000\ 73382400\text{mm}^4\ 1219200\text{mm}^2}{2}} \\
&= 73275,15\ \text{MPa} \\
X_2 &= 4 \left(\frac{S_x}{G\ J}\right)^2 \frac{C_w}{I} \\
&= 4 \left(\frac{11470216\ \text{mm}^3}{80000\ 73382400\text{mm}^4}\right)^2 \frac{1621440000000000\text{mm}^6}{409938400\text{mm}^4} \\
&= 0,00000976\ \text{mm}^4/\text{N}^2 \\
M_p &= Z_x\ f_y = 76561920\text{cm}^3\ 410\ \text{MPa} \\
&= 31390,39\ \text{kN}\cdot\text{mm} \\
M_r &= S_x\ (f_y - f_r) \\
&= 11470216\text{mm}^3\ (410\text{MPa} - 115\text{MPa}) \\
&= 3383,71\ \text{kN}\cdot\text{mm}
\end{aligned}$$

Periksa Tekuk Torsi Lateral

$$\begin{aligned}
L_p &= \frac{790}{\sqrt{f_y}}\ r_y = \frac{790}{\sqrt{410}}\ 183,4 \\
&= 7154\ \text{mm} \\
L_r &= r_y \left(\frac{X_1}{f_y - f_r}\right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2\ (f_y - f_r)^2}} \\
&= 183 \left(\frac{73275,15}{410 - 115}\right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,00000976\ (410 - 115)^2}} \\
&= 69971,06\ \text{mm} \\
L &= 8000\ \text{mm} > L_p \rightarrow \text{Memenuhi}
\end{aligned}$$

Momen Maksimum dengan Berat Sendiri Profil

$$\begin{aligned}
M_u &= 28865,91\ \text{kN}\cdot\text{m} \\
L_p &< L < L_r\ (\text{Penampang kompak}) \\
C_b &= \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \\
&= \frac{12,5 \cdot 28865,91}{2,5 \cdot 28865,91 + 317095,05 + 420972,69 + 324749,02}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,28 \\
 M_n &= Cb (Mr + (Mp - Mr) \left(\frac{Lr-L}{Lr-Lp} \right)) \\
 &= 1,28 (3382,71 + (31390,39 - 3382,71) \left(\frac{69971,06-8000}{69971,06-7154} \right)) \\
 &= 39740,099 \text{ kN.m} > Mp \\
 Mu \cdot \phi &= 31390 \cdot 0,9 \text{ kN.m} \\
 &= 28251,35 \text{ kN.m} < Mu
 \end{aligned}$$

4.7.4. Garis Netral Struktur Komposit

a. Garis Netral Penampang Komposit

Lebar efektif (RSNI T-03-2005)

$$b_E = L/5 = 17 \text{ m}$$

$$b_E = b_o = 3,7 \text{ m}$$

$$b_E = 12 \cdot hc = 3,60 \text{ m}$$

Diambil lebar efektif penampang komposit terbesar :

$$b_E = 3,7 \text{ m} = 3700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus rasio} \quad n &= E_s/E_c \\
 &= 200000 \text{ MPa} / 23500 \text{ MPa} \\
 &= 8,51
 \end{aligned}$$

Lebar equivalen baja,

$$\frac{b_E}{n} = \frac{3,7}{8,511} = 0,43 \text{ m}$$

b. Letak Garis Netral Komposit

Luas penampang baja equivalen

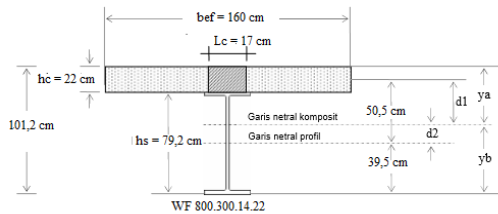
$$\begin{aligned}
 A_c &= B_e \cdot h/n \\
 &= 3700 \cdot 250/8,51 \\
 &= 108687,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Luas profil baja } A_s = 121920 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total } A_{\text{total}} = 230607,5 \text{ mm}^2$$

Statis momen ke sisi atas pelat beton,

$$\begin{aligned}
 A_{\text{total}} \cdot y_a &= A_c hc/2 + A_s (hs/2 + hc) \\
 230607,5 y_a &= 108687,5 \cdot 15 + 121920 \cdot 800 \\
 230607,5 y_a &= 141601937,5 \\
 y_a &= 1235,96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 7 Letak Garis Netral pada Penampang Komposit

Statis momen sisi atas flens

$$\begin{aligned} y_{ts} &= y_a - t_s = 614,0 - 250 \\ &= 364,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} y_a + y_b &= h_s + h_c \\ 614,04 + 1235,96 &= 1600 + 250 \\ 1850,00 &= 1850 \end{aligned}$$

Memenuhi

c. Momen inersia penampang komposit

Luas penampang baja equivalen

$$\begin{aligned} A_c &= 108687,5 \text{ mm}^2 \\ &= 1086,875 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap diri sendiri,

$$\begin{aligned} I_{oc} &= 1/12 \text{ Ibr equivalen } h_c^3 \\ &= 1/12 \times 434,75 \times 15625000 \\ &= 566080729,2 \text{ mm}^4 \\ &= 56608,07292 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Letak titik pusat berat penampang baja equivalen terhadap garis netral komposit,

$$\begin{aligned} d_1 &= y_a - h_c/2 \\ &= 614,04 - 250/2 = 489,0387346 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen inersia penampang baja equivalen terhadap garis netral komposit,

$$I_c = I_{oc} + A_c d_1^2$$

$$= 56608,07292 + 1086,875 \times 2391,58884$$

$$= 2655966,193 \text{ cm}^4$$

d. **Momen inersia penampang komposit,**

$$I = I_c + I_s$$

$$= 2655966,193 + 862560,26$$

$$= 3518526,45 \text{ cm}^4$$

$$= 35185264492 \text{ mm}^4$$

e. **Tahanan momen penampang komposit**

Sisi atas beton	Stc	$= I_{com}/y_a$	$= 57301376,13 \text{ mm}^3$
			$= 57301,38 \text{ cm}^3$
Sisi atas baja	Sts	$= I_{com}/y_s$	$= 96652529,37 \text{ mm}^3$
			$= 96652,53 \text{ cm}^3$
Sisi bawah baja	Sbs	$= I_{com}/y_b$	$= 28467934,62 \text{ mm}^3$
			$= 28467,93 \text{ cm}^3$

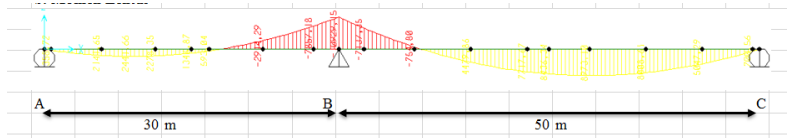
4.7.5. Komponen Struktur Komposit Tanpa Perancah

a. **Berat Sendiri**

Pelat beton	q_c	$= S \cdot H_c \cdot W_c$	$= 3,7 \times 0,25 \times 25$
			$= 23,125 \text{ kN/m}$
Profil	q_s	$= 10,3 \text{ kN/m}$	
Bekisting		$= S \cdot \text{Beban bekisting}$	$= 3,7 \times 0,5$
			$= 1,85 \text{ kN/m}$
		$q \text{ total}$	$= 36,3342864 \text{ kN/m}$
Berat Sambungan		$= 10\% \times \text{Berat Profil}$	$= 10\% \times 10,3$
			$= 1,0326624 \text{ kN/m}$

Pada tahap pertama, kondisi tidak komposit karena beton belum mengeras, sehingga beban sepenuhnya dipikul gelagar baja.

b. Momen Lentur



Gambar 4. 8 Momen Tumpuan

Momen terjadi di tumpuan B, merupakan momen negatif

$$M_B = 11207,3755 \text{ kN.m}$$

Momen pada bentang 50 m

$$M_2 = 9207,6586 \text{ kN.m}$$

Momen pada bentang 35 m

$$M_1 = 2506,5269 \text{ kN.m}$$

c. Tegangan yang terjadi pada gelagar baja

Pada daerah momen maksimum negatif (tumpuan B)

Pada tepi atas flens atas profil WF,

$$\begin{aligned} f_{sa} &= M_B \cdot (hs/2) / I_{os} \\ &= (11207375500 \times 800) / 8625602560 \\ &= 1039,452066 \text{ Mpa (Tarik)} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens bawah profil WF,

$$f_{sb} = f_{sa} = 1039,452066 \text{ Mpa (Tekan)}$$

Pada daerah momen maksimum positif, bentang 50 m

Pada tepi atas flens atas profil WF,

$$\begin{aligned} F_{sa} &= (M_2 \cdot (hs/2)) / I_{os} \\ &= (9207658600 \times 800) / 8625602560 \\ &= 853,9840352 \text{ Mpa (Tekan)} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens bawah profil WF,

$$f_{sb} = f_{sa} = 853,9840352 \text{ Mpa (Tarik)}$$

Pada daerah momen maksimum positif, bentang 35 m

Pada tepi atas flens atas profil WF,

$$\begin{aligned} f_{sa} &= (M_1 \cdot (hs/2)) / I_{os} \\ &= (2506526900 \times 800) / 8625602560 \\ &= 232,4732105 \text{ Mpa (Tekan)} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens bawah profil WF,

$$f_{sb} = f_{sa} = 232,4732105 \text{ Mpa} \quad (\text{Tarik})$$

d. Lentutan (deflection)

Lentutan maksimum terjadi pada bentang 50 m

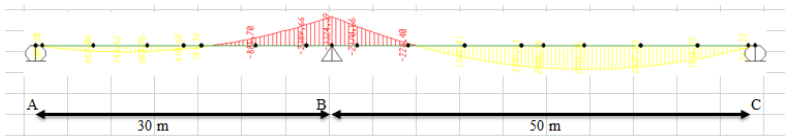
$$0,178 \text{ m} = 17,8 \text{ cm} = 178 \text{ mm}$$

Pada tahap kedua, kondisi komposit karena beton sudah mengeras, beban pekerja sebesar 100 kg/m^2 dipikul penampang komposit.

e. Berat pekerja

$$\begin{aligned} q_p &= b_o \times \text{beban pekerja} \\ &= 3,7 \times 1,0 \\ &= 3,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

f. Momen Lentur



Gambar 4. 9 Momen Tumpuan Negatif

Momen terjadi di tumpuan B, merupakan momen negatif

$$M_B = 994,32 \text{ kN.m}$$

Momen pada bentang 50 m

$$M_2 = 810,75 \text{ kN.m} \quad 29,873 \text{ mdari B}$$

Momen pada bentang 35 m

$$M_1 = 219,84 \text{ kN.m} \quad 10,651 \text{ mdari A}$$

g. Tegangan yang terjadi pada gelagar baja

Pada daerah momen maksimum negatif (tumpuan B)

Pada tepi atas pelat beton

$$f_{ca} = (M_B \cdot y_a) / (n_c I_c)$$

$$= (994320000 \times 614,04)/(8,51 \times 35185264492)$$

$$= 2,039 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi bawah pelat beton

$$f_{cb} = (MB \cdot y_{ts})/(n_c I_c)$$

$$= (994320000 \times 364,04)/(8,51 \times 35185264492)$$

$$= 1,209 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi atas flens profil WF,

$$f_{sa} = (MB \cdot y_{ts})/I_c$$

$$= (994320000 \times 364,04)/35185264492$$

$$= 10,288 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi bawah flens profil WF

$$f_{sb} = (MB \cdot y_b)/I_c$$

$$= (994320000 \times 1235,96)/35185264492$$

$$= 34,928 \text{ Mpa Tekan}$$

Pada daerah momen maksimum positif, bentang 50 m

Pada tepi atas pelat beton

$$f_{ca} = (MB \cdot y_a)/(n I_c)$$

$$= (81075000 \times 614,04)/(8,51 \times 35185264492)$$

$$= 0,166 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi bawah pelat beton

$$f_{cb} = (MB \cdot y_{ts})/(n_c I_c)$$

$$= (81075000 \times 364,04)/(8,51 \times 35185264492)$$

$$= 0,099 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi atas flens profil WF,

$$f_{sa} = (MB \cdot y_{ts})/I_c$$

$$= (81075000 \times 364,04)/35185264492$$

$$= 0,839 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi bawah flens profil WF

$$f_{sb} = (MB \cdot y_b)/I_c$$

$$= (81075000 \times 1235,96)/35185264492$$

$$= 2,848 \text{ Mpa Tekan}$$

Pada daerah momen maksimum positif, bentang 35 m

Pada tepi atas pelat beton

$$f_{ca} = (MB \cdot y_a)/(n I_c)$$

$$= (219840000 \times 614,04)/(8,51 \times 35185264492)$$

$$= 0,451 \text{ Mpa Tarik}$$

Pada tepi bawah pelat beton

$$\begin{aligned} f_{cb} &= (MB \cdot y_{ts}) / (n I_c) \\ &= (219840000 \times 364,04) / (8,51 \times 35185264492) \\ &= 0,267 \text{ Mpa Tarik} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens profil WF,

$$\begin{aligned} f_{sa} &= (MB \cdot y_{ts}) / I_c \\ &= (219840000 \times 364,04) / 35185264492 \\ &= 2,275 \text{ Mpa Tarik} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens profil WF

$$\begin{aligned} f_{sb} &= (MB \cdot y_b) / I_c \\ &= (219840000 \times 1235,96) / 35185264492 \\ &= 7,722 \text{ Mpa Tekan} \end{aligned}$$

h. Jumlah tegangan pada penampang komposit,

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Tumpuan B)

$$\begin{aligned} f_{sa} &= 1039,452066 + 10,288 \\ &= 1049,740 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Bentang 50 m)

$$\begin{aligned} f_{sa} &= 853,9840352 + 0,839 \\ &= 854,823 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Bentang 30 m)

$$\begin{aligned} f_{sa} &= 232,4732105 + 2,275 \\ &= 234,748 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Tumpuan B)

$$\begin{aligned} f_{sb} &= 1039,452066 + 34,928 \\ &= 1074,380 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Bentang 50 m)

$$\begin{aligned} f_{sb} &= 853,9840352 + 2,848 \\ &= 856,832 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF, (Bentang 30 m)

$$\begin{aligned} f_{sb} &= 232,4732105 + 7,722 \\ &= 240,196 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

4.8. Shear Connector

4.8.1. Momen Positif

4.8.1.1. Lebar Efektif Penampang Komposit

Lebar efektif (RSNI T-03-2005)

$$b_E = L/5 = 17 \text{ m}$$

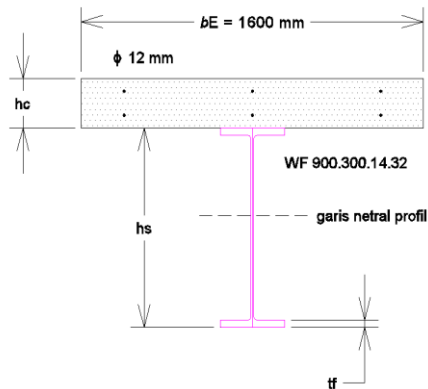
$$b_E = b_o = 3,7 \text{ m}$$

$$b_E = 12 \cdot hc = 3,60 \text{ m}$$

Diambil lebar efektif penampang komposit terbesar :

$$b_E = 3,7 \text{ m} = 3700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus rasio} \quad n &= E_s/E_c \\ &= 200000 \text{ MPa}/23500 \text{ MPa} \\ &= 8,51 \end{aligned}$$



Gambar 4. 10. Garis Netral

$$\text{Tulangan melintang} = 12 - D13$$

$$\text{Tulangan bagi atas} = 16 - D13$$

$$\text{Tulangan bagi bawah} = 16 - D13$$

4.8.1.2. Kuat Lentur Nominal

❖ Garis Netral Plastis

Dianggap garis netral plastis berada pada gelagar :

a. Kekuatan tekan pada pelat lantai, (C)

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b_E \cdot hc + (A \cdot f_y)_c$$

Dimana :

Tulangan yang dihitung hanya tulangan bagian atas

$$\begin{aligned}(A \cdot fy)_c &= \text{jumlah tulangan} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot fy \\ &= 44 \cdot 1/4 \cdot 3,14 \cdot (13\text{mm})^2 \cdot 390 \text{ MPa} \\ &= 2276531,4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C &= (0,85 \cdot 390 \text{ MPa} \cdot 3700\text{mm} \cdot 300 \text{ mm}) + 2276531,4 \text{ N} \\ &= 25864031,4 \text{ N}\end{aligned}$$

b. Kekuatan tarikan pada gelagar, (T)

$$\begin{aligned}T &= A_s \cdot fy \\ &= 121920 \text{ mm}^2 \cdot 390 \text{ MPa} \\ &= 47548800 \text{ N}\end{aligned}$$

c. Kedalaman daerah tekan pada lantai

$$\begin{aligned}a &= \frac{T - (A \cdot fy)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot E} \\ &= \frac{47548800 \text{ N} - (47548800 \text{ N})}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 3700\text{mm}} \\ &= 575,8 \text{ mm} > hc = 300 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

Garis netral = 576 mm diatas slab beton

d. Perhitungan ulang

$$\begin{aligned}(A \cdot fy)_c &= 2276531,4 \text{ N} \\ C &= 25864031,4 \text{ N} \neq T = 47548800 \text{ N}\end{aligned}$$

e. Panjang lengan tegangan

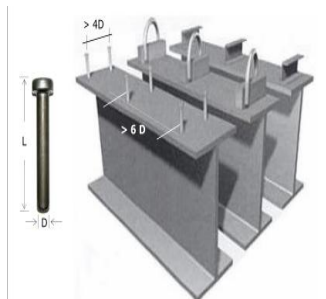
$$\begin{aligned}d &= d/2 + hc - a/2 \\ &= 1600\text{mm}/2 - 300\text{mm} - 575,8\text{mm}/2 \\ &= 812,100 \text{ mm} = 81,210 \text{ cm}\end{aligned}$$

Sumbu netral plastis jatuh pada profil baja, dimana nilai "a" lebih besar dibanding dengan ketebalan beton "hc".

f. Letak pusat berat penampang baja equivalen terhadap garis netral komposit

$$\begin{aligned}d1 &= a - hc/2 \\ &= 575,8\text{mm} - 300\text{mm}/2\end{aligned}$$

- $= 425,8 \text{ mm}$
- g. Kekuatan lentur
Kekuatan lentur nominal
 $M_n = T \cdot d_1$
 $= 47548800 \text{ N} \cdot 425,8 \text{ mm}$
 $= 20246275170 \text{ N.mm}$
 $= 20246,28 \text{ kN.m}$
 Kekuatan lentur rencana
 $M_u = \phi M_n$
 $= 0,85 \cdot 20246,28 \text{ Kn.M}$
 $= 17209,334 \text{ Kn.M}$
- h. Penghubung geser
Berdasarkan RSNi T_03-2005
Gaya geser longitudinal dalam keadaan batas ultimit
 $V_h = C = 25864031,4 \text{ N}$
 Gaya geser rencana
 $V_{hs} = V_h / \phi = 25864031,4 \text{ N} / 0,75$
 $= 34485375 \text{ N}$
 Syarat-syarat ,
 Diameter maksimum 2,5 $= 2,5 \text{ tf}$
 $= 2,5 \times 48 \text{ mm}$
 $= 120 \text{ mm}$
 $= 12 \text{ cm}$



Gambar 4. 11. Shear Connector

- Jarak antara konektor stud

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak longitudinal minimum} &= 6xD \\
 &= 6 \times 22 \text{ mm} \\
 &= 132 \text{ mm} \\
 &= 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak longitudinal maksimum} &= 8 \times D \\
 &= 8 \times 30 \text{ mm} \\
 &= 240 \text{ mm} \\
 &= 24 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tegak lurus longitudinal} &= 4 \times D \\
 &= 4 \times 22 \text{ mm} \\
 &= 88 \text{ mm} \\
 &= 8,8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Konektor Stud

Mutu baja konektor BJ-41

Tegangan putus $f_u = 410 \text{ MPa}$

Dipakai konektor 40 x 125

$D = 40 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$

$L = 125 \text{ mm}$

Luas penampang melintang satu buah *stud connector* :

$$A_{sc} = \frac{\pi (40 \text{ mm})^2}{4} = 1257 \text{ mm}^2$$

Kuat geser satu buah *stud connector* :

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \\
 &= 0,5 \cdot 1257 \text{ mm}^2 \sqrt{25 \text{ MPa} \cdot 23500 \text{ MPa}} \\
 &= 481497,03 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sc} f_u &= 1257 \text{ mm}^2 \times 410 \text{ MPa} \\
 &= 515221,20 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Jumlah stud yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{V_h}{Q_n} = \frac{34485375 \text{ N}}{481497,03 \text{ N}} \\
 &= 72 \text{ buah (2 baris)}
 \end{aligned}$$

Rencanakan 1 baris konektor stud 35,8 buah

Sepanjang bentang gelagar 5000 cm

Syarat ,
 Jarak terjauh > 40
 139,7 > 40 → OK
 Rencanakan jarak antara strud = 140 cm

4.8.2.Momen Negatif

4.8.2.1. Garis Netral Plastis

dianggap garis netral plastis berada pada gelagar

a. Kekuatan Tarik pada tulangan pelat lantai (T)

$$T_{tul} = (A \cdot f_y)_c$$

Dimana,

$$(A \cdot f_y)_c = \text{jumlah tulangan} \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot f_y$$

$$= 44 \times 0,25 \times 3,14 \times D^2 \cdot 169 \times 390$$

$$= 2276531,4 \text{ N}$$

b. Kekuatan tekanan pada gelagar , C

$$C_{wf} = A_s \cdot F_y$$

$$= 121920 \times 390$$

$$= 47548800 \text{ N} > T = 2276531,4 \text{ N}$$

c. Dari keseimbangan gaya

$$T_{tul} + T_{wf} = C_{wf} - T_{wf}$$

Tarikan pada gelagar

$$T_{wf} = \frac{C_{wf} - T_{tul}}{2}$$

$$= 22636134,3 \text{ N}$$

$$(A_s \cdot f_y \cdot f_a) = 561600 \text{ N} < T = 22636134,3 \text{ N}$$

$$\text{Untuk, } T_{wf} \geq (A_s \cdot f_y \cdot f_a)$$

$$y^- = t_f + \frac{T_{wf} - (A_s \cdot f_y \cdot f_a)}{(A_w \cdot f_y \cdot w_a)} D$$

Dimana,

$$D = h_s - 2(t_f + r) = 1450,8 \text{ mm}$$

$$(A_w \cdot f_y \cdot w_a) = 16974360 \text{ N}$$

Maka,

$$y^- = t_f + \frac{T_{wf} - (A_s \cdot f_y \cdot f_a)}{(A_w \cdot f_y \cdot w_a)} D$$

$$= 1934,712333 \text{ mm}$$

d. Letak pusat berat

d1) Letak pusat berat bagian profil WF yang tertarik

Statis momen ke sisi atas

$$d2 = \frac{bf \, tf \, \frac{1}{2tf} + (y^- - tf) \, tw \left(\frac{1}{2}(y^- - tf) + tf \right)}{bf \, tf + (y^- - tf) \, tw}$$

$$bf \, tf \, \frac{1}{2tf} = 691200 \text{ mm}^3$$

$$f) \, tw \left(\frac{1}{2}(y^- - tf) + tf \right) = 56112117,19 \text{ mm}^3$$

$$\frac{bf \, tf \, \frac{1}{2tf} + (y^- - tf) \, tw \left(\frac{1}{2}(y^- - tf) + tf \right)}{bf \, tf + (y^- - tf) \, tw} = 85401,37 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$d2 = \frac{691200 \text{ mm}^3 + 56112117,2 \text{ mm}^3}{85401,37 \text{ mm}^2}$$

$$= 665,1335592 \text{ mm}$$

d.2) Letak pusat berat bagian profil WF yang tertekan

Statis momen ke sisi bawah,

$$d1 = \frac{bf \, tf \, \frac{1}{2tf} + (hs - y^- - tf) \, tw \left(\frac{1}{2}(hs - y^- - tf) + tf \right)}{bf \, tf + (hs - y^- - tf) \, tw}$$

$$bf \, tf \, \frac{1}{2tf} = 691200 \text{ mm}^3$$

$$(hs - y^- - tf) \, tw \left(\frac{1}{2}(hs - y^- - tf) + tf \right) = 1645925,191 \text{ mm}^3$$

$$bf \, tf + (hs - y^- - tf) \, tw = 17318,63 \text{ mm}^2$$

Maka,

$$d1 = \frac{bf \, tf \, \frac{1}{2tf} + (hs - y^- - tf) \, tw \left(\frac{1}{2}(hs - y^- - tf) + tf \right)}{bf \, tf + (hs - y^- - tf) \, tw}$$

$$= 134,9486184 \text{ mm}$$

e. Lengan gaya

$$d' = h_s - hc/2 - d1 = 1441,051382 \text{ mm}$$

$$d'' = h_s - hc - d1 - d2 = 751,9178224 \text{ mm}$$

4.8.2.2. Pemeriksaan Tekuk Lokal

$$\frac{h}{tw} \leq 3,57 \sqrt{\frac{Es}{fy}}$$

dimana tinggi bersih pelat badan

$$h = h_s - 2(tf+r) = 972 \text{ mm}$$

Batas kelangsingan,

$$\lambda_p = 3,57 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{390 \text{ MPa}}} = 80,845$$

Kelangsingan badan,

$$\lambda = \frac{h}{tw} = 32,4 < \lambda_p$$

Penampang Kompak

4.8.2.3. Kekuatan Lentur

Oleh karena berpenampang kompak, maka kekuatan lentur nominal :

$$\begin{aligned} M_s = M_p &= T_{tul} d' + T_{wf} d'' \\ &= 20301111529 \text{ N.mm} \\ &= 20301,11153 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur rencana

$$M_u = 0,9M_s = 18271,00038 \text{ kN.m}$$

4.9. Diafragma

4.9.1. Kontrol Kekuatan Diafragma Horizontal

Profil L 120 x 120 x 13

- b = 120 mm

- $d = 13 \text{ mm}$
- $r = 13 \text{ mm}$
- $i_x = i_y = 3,67 \text{ cm}$
- $F = 29,7 \text{ cm}^2$
- $W = 23,3 \text{ kg/m}$
- $I_x = 294 \text{ cm}^4$

Kekuatan rencana dari SAP 2000 :

$$P = 24897 \text{ kg} \quad (\text{Tarik})$$

$$P = 34549 \text{ kg} \quad (\text{Tekan})$$

a. Kontrol penampang kompak

- Pelat sayap

$$\frac{b}{2d} < \frac{200}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{120 \text{ mm}}{2 \times 13 \text{ mm}} < \frac{200}{\sqrt{410 \text{ MPa}}}$$

$$4,6 < 9,877$$

- Pelat badan

$$\frac{b}{d} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{120 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} < \frac{1680}{\sqrt{410 \text{ MPa}}}$$

$$9,2 < 82,97$$

b. Kontrol Kekuatan

- Kelangsingan Penampang Panjang Tekuk

$$L_x = 3,67 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x}$$

$$= \frac{367 \text{ cm}}{3,64 \text{ cm}}$$

$$= 100,82$$

$$\lambda = \lambda_x = 100,82$$

$$\frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{100,82}{3,14} \sqrt{\frac{410}{200000}} = 1,454$$

Untuk,

$$0,25 < \lambda c < 1,2$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 1,454} = 2,285$$

$$\lambda c = 1,25 \lambda c^2 = 1,25 \times (1,454)^2 = 2,642$$

Kekuatan Nominal

$$\begin{aligned} N_n &= W \times \frac{fy}{\omega} \\ &= 23,3 \text{ kg/m} \times \frac{4100}{2,642} \\ &= 36158,120 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan Rencana

$$\begin{aligned} N_u &< \phi \cdot N_n \\ 24897 \text{ kg} &< 0,85 \times 36158,120 \text{ kg} \\ 24897 \text{ kg} &< 30734,4 \text{ kg} \longrightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

4.9.2. Kontrol Kekuatan Diafragma Diagonal

Profil L 80 x 80 x 12

- b = 80 mm
- d = 12 mm
- r = 10 mm
- ix = iy = 2,39 cm
- F = 17,9 cm²
- W = 14,1 kg/m
- Ix = 102 cm⁴

Kekuatan rencana dari SAP 2000 :

$$P = 1415,7 \text{ kg} \quad (\text{Tarik})$$

$$P = 4900 \text{ kg} \quad (\text{Tekan})$$

a. Kontrol penampang kompak

- Pelat sayap

$$\frac{b}{2d} < \frac{200}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{80 \text{ mm}}{2 \times 12 \text{ mm}} < \frac{200}{\sqrt{410 \text{ MPa}}}$$

$$3,333 < 9,877$$

- Pelat badan

$$\frac{b}{d} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{80 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} < \frac{1680}{\sqrt{410 \text{ MPa}}}$$

$$6,667 < 82,97$$

b. Kontrol Kekuatan

- Kelangsingan Penampang Panjang Tekuk

$$L_x = 3,94 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_x}{i_x}$$

$$= \frac{394 \text{ cm}}{2,39 \text{ cm}}$$

$$= 164,85$$

$$\lambda = \lambda_x = 164,85$$

$$\frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{164,85}{3,14} \sqrt{\frac{410}{200000}}$$

$$= 2,377$$

Untuk,

$$0,25 < \lambda c < 1,2$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda c}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 2,377} \\ &= 194,564 \\ \lambda_c &= 1,25\lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times (2,377)^2 \\ &= 7,063 \end{aligned}$$

Kekuatan Nominal

$$\begin{aligned} N_n &= W \times \frac{f_y}{\omega} \\ &= 14,1 \text{ kg/m} \times \frac{4100}{7,063} \\ &= 8184,681 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan Rencana

$$\begin{aligned} N_u &< \phi \cdot N_n \\ 1415,7 \text{ kg} &< 0,85 \times 8184,681 \text{ kg} \\ 1415,7 \text{ kg} &< 6956,98 \text{ kg} \longrightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

4.10. Sambungan Baja

Alat sambung yang digunakan adalah baut mutu tinggi (HTB) yang perencanaannya berdasarkan AISC – LRFD.

4.10.1. Sambungan pada Gelagar Memanjang Bentang 35meter

❖ S1

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar memanjang WF 1600 x 600 x 48 x 30
- Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325 (825 MPa)
 Φ lubang = $24 + 2 = 26 \text{ mm}$ (dibor)
 Luas Baut = $4,524 \text{ cm}^2$
- Perhitungan gaya dalam pada sambungan :
 - a. Jarak sambungan dari perletakan $L_s = 4 \text{ m}$
 - b. $M_u = 783496,32 \text{ kg.m}$ (frame 191)
 - c. $V_{max} = 247978,68 \text{ kg}$
 - d. $D_u = \frac{V_{max} \cdot 0,5L}{L_s}$
 $= \frac{247978,68 \text{ kg} \cdot 0,5 \cdot 35\text{m}}{4 \text{ m}}$

$$\begin{aligned}
 &= 17358507,6 \text{ kg} \\
 \text{e. Mu badan} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \cdot \text{Mu} \\
 &= \frac{85,051 \text{ m}^4}{8626 \text{ m}^4} \cdot 783496,32 \text{ kg} \\
 &= 7725,579 \text{ kg.m} \\
 \text{f. Mu sayap} &= \text{Mu} - \text{Mu badan} \\
 &= 783496,32 \text{ kg.m} - 7725,579 \\
 &\text{kg.m} \\
 &= 77570,74 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Sambungan Sayap

Digunakan pelat penyambung $t_p = 10 \text{ mm}$

- Kuat geser tumpu baut :

$$\begin{aligned}
 V_d &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2 \\
 &= 13995,795 \text{ kg}
 \end{aligned}$$
- Kuat geser tumpu plat :

$$\begin{aligned}
 R_d &= 2,4 \phi D_b t_p f_u \\
 &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa} \\
 &= 35640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$
- Jumlah baut yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{Mu sayap}}{V_d} \\
 &= \frac{775770,74 \text{ kg.m}}{13995,795 \text{ kg}} \\
 &= 56 \text{ buah (6baris)}
 \end{aligned}$$

Dalam 1 baris = 8 buah

Asumsikan lebar pelat = lebar girder = 800mm

Lebar neto pelat sambung

$$\begin{aligned}
 W_n &= b - (\text{baris} \times L_s) \\
 &= 800 - (6 \times 4) \\
 &= 780 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Periksa terhadap kondisi leleh

- $t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot Wn \cdot U \cdot fu) = 0,0199 \text{ mm}$
 e. Periksa terhadap kondisi fraktur
 $t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot Wn \cdot U \cdot fu) = 0,238 \text{ mm}$
 f. Jarak baut :
 $3 \cdot db < s < 15 \cdot tp$ (jarak antar baut)
 $1,5db < s1 < 4tp + 100$ atau 200mm (jarak antar baut ke tepi)
 $1,25db < s2 < 12tp$ atau 150mm
 Maka,
 Jarak antar baut = 84 mm
 Jarak antar baut ke tepi = 40 mm
 Jarak antar profil WF = 10 mm
 Total panjang pelat sambung
 $L = 2(2st + (n/\text{baris}-1) \times s)$
 $= 2 (2.40\text{mm} + (56/6 - 1) \times 84 \text{ mm})$
 $= 1560 \text{ mm}$
 $= 156 \text{ cm}$

Perencanaan Sambungan Badan

Digunakan pelat penyambung $tp = 10 \text{ mm}$

- a. Kuat geser tumpu baut :
- $$Vd = \phi \cdot r1 \cdot f_u^b \cdot Ab$$
- $$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2$$
- $$= 13995,795 \text{ kg}$$
- b. Kuat geser tumpu plat :
- $$Rd = 2,4 \phi Db tp fu$$
- $$= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa}$$
- $$= 53460 \text{ kg}$$
- Asumsikan $e = 100\text{mm}$
- $$\text{Mu total} = \text{Mu badan} + \text{Du} \cdot e$$
- $$= 7725,579 \text{ kg} \cdot \text{m} + 17358507,6 \text{ kg} \times 0,1 \text{ m}$$
- $$= 1743576,339 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Karena memikul beban kombinasi maka Ru direduksi 0,7

Karena susunan baut lebih dari 1 baris maka Ru dinaikkan 1,2

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Baut } n &= \sqrt{\frac{6Mu}{\mu Ru}} \\
 &= \sqrt{\frac{6 \cdot 1743576,339 \text{ kg.m}}{10 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 13995,795 \text{ kg}}} \\
 &= 94,331 \text{ buah} \\
 &= 96 \text{ buah (5 baris)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baut per baris} = 18 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar baut} = 82 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut ke tepi} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar profil WF} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat sambung} = 1572,4 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pelat sambung} = 914 \text{ mm}$$

$$\text{Luas neto pelat} = 44566,237 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bruto pelat} = 47172 \text{ mm}^2$$

c. Periksa terhadap geser

Geser leleh

$$\phi(0,6fy)Ag$$

$$= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 525 \text{ Mpa}) 47172 \text{ mm}^2)0,1$$

$$= 1490163,48 \text{ kg}$$

Geser fraktur

$$\phi(0,6fu)Ag$$

$$= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 825 \text{ Mpa}) 44566,24 \text{ mm}^2)0,1$$

$$= 1654521,563 \text{ kg}$$

Syarat , Geser fraktur > Geser leleh

Memenuhi

❖ **S4**

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar memanjang

$$\text{WF } 1600 \times 600 \times (123 \times 80) \times 30$$

- Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325 (825 MPa)

$$\Phi \text{ lubang} = 24 + 2 = 26 \text{ mm (dibor)}$$

$$\text{Luas Baut} = 4,524 \text{ cm}^2$$

- Perhitungan gaya dalam pada sambungan :

- a. Jarak sambungan dari perletakan $L_s = 31 \text{ m}$
- b. $M_u = 660041,23 \text{ kg.m}$
- c. $V_{\text{max}} = 189681,32 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 \text{d. Du} &= \frac{V_{\max} \cdot 0,5L}{Ls} \\
 &= \frac{189681,32 \text{ kg} \cdot 0,5 \cdot 35\text{m}}{31 \text{ m}} \\
 &= 102902116,1 \text{ kg} \\
 \text{e. Mu badan} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \cdot \text{Mu} \\
 &= \frac{62,058 \text{ m}^4}{8626 \text{ m}^4} \cdot 660041,23 \text{ kg} \\
 &= 4748,732 \text{ kg.m} \\
 \text{f. Mu sayap} &= \text{Mu} - \text{Mu badan} \\
 &= 660041,23 \text{ kg.m} - 4748,732 \\
 &\text{kg.m} \\
 &= 655292,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Sambungan Sayap Atas

Digunakan pelat penyambung $t_p = 123 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{a. Kuat geser tumpu baut :} \\
 V_d &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2 \\
 &= 13995,795 \text{ kg} \\
 \text{b. Kuat geser tumpu plat :} \\
 R_d &= 2,4 \phi D_b t_p f_u \\
 &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 123 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa} \\
 &= 438372 \text{ kg} \\
 \text{c. Jumlah baut yang diperlukan} \\
 n &= \frac{\text{Mu sayap}}{V_d} \\
 &= \frac{655292,5 \text{ kg.m}}{13995,795 \text{ kg}} \\
 &= 14 \text{ buah (6baris)}
 \end{aligned}$$

Dalam 2 baris = 6 buah

Asumsikan lebar pelat = 700mm

Lebar neto pelat sambung

$$\begin{aligned}
 W_n &= b - (\text{baris} \times L_s) \\
 &= 700 - (6 \times 31)
 \end{aligned}$$

$$= 638 \text{ mm}$$

- d. Periksa terhadap kondisi leleh

$$t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot Wn \cdot U \cdot fu) = 0,0199 \text{ mm}$$

- e. Periksa terhadap kondisi fraktur

$$t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot Wn \cdot U \cdot fu) = 0,238 \text{ mm}$$

- f. Jarak baut :

$$3 \cdot db < s < 15 \cdot tp \quad (\text{jarak antar baut})$$

$$1,5db < s1 < 4tp + 100 \text{ atau } 200\text{mm} \quad (\text{jarak antar baut ke tepi})$$

$$1,25db < s2 < 12tp \text{ atau } 150\text{mm}$$

Maka,

$$\text{Jarak antar baut} = 92 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut ke tepi} = 51 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar profil WF} = 10 \text{ mm}$$

Total panjang pelat sambung

$$L = 2(2st + (n/\text{baris}-1) \times s)$$

$$= 2 (2,51\text{mm} + (14/2 - 1) \times 92 \text{ mm})$$

$$= 1308 \text{ mm}$$

$$= 130,8 \text{ cm}$$

Perencanaan Sambungan Sayap Bawah

Digunakan pelat penyambung $tp = 80 \text{ mm}$

- a. Kuat geser tumpu baut :

$$\begin{aligned} Vd &= \phi \cdot r1 \cdot f_u^b \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2 \\ &= 13995,795 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Kuat geser tumpu plat :

$$\begin{aligned} Rd &= 2,4 \phi Db tp fu \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa} \\ &= 285120 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Jumlah baut yang diperlukan

$$\begin{aligned} n &= \frac{Mu \text{ sayap}}{Vd} \\ &= \frac{655292,5 \text{ kg.m}}{13995,795 \text{ kg}} \\ &= 14 \text{ buah (6baris)} \end{aligned}$$

Dalam 2 baris = 6 buah

Asumsikan lebar pelat = 700mm

Lebar neto pelat sambung

$$\begin{aligned} W_n &= b - (\text{baris} \times L_s) \\ &= 700 - (6 \times 31) \\ &= 638 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Periksa terhadap kondisi leleh

$$t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot W_n \cdot U \cdot fu) = 0,0199 \text{ mm}$$

e. Periksa terhadap kondisi fraktur

$$t_{min} \geq Tu / (0,75 \cdot W_n \cdot U \cdot fu) = 0,238 \text{ mm}$$

f. Jarak baut :

$$3 \cdot db < s < 15 \cdot tp \quad (\text{jarak antar baut})$$

$$1,5 \cdot db < s_1 < 4 \cdot tp + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (\text{jarak antar baut ke tepi})$$

$$1,25 \cdot db < s_2 < 12 \cdot tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Maka,

$$\text{Jarak antar baut} = 92 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut ke tepi} = 51 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar profil WF} = 10 \text{ mm}$$

Total panjang pelat sambung

$$L = 2(st + (n/\text{baris} - 1) \times s)$$

$$= 2 (2,51 \text{ mm} + (14/2 - 1) \times 92 \text{ mm})$$

$$= 1308 \text{ mm}$$

$$= 130,8 \text{ cm}$$

Perencanaan Sambungan Badan

Digunakan pelat penyambung $tp = 10 \text{ mm}$

g. Kuat geser tumpu baut :

$$\begin{aligned} V_d &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2 \\ &= 13995,795 \text{ kg} \end{aligned}$$

h. Kuat geser tumpu plat :

$$R_d = 2,4 \phi D_b tp fu$$

$$= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa}$$

$$= 53460 \text{ kg}$$

Asumsikan $e = 100 \text{ mm}$

$$\text{Mu total} = \text{Mu badan} + \text{Du} \cdot e$$

$$= 4748,731 \text{ kg} \cdot \text{m} + 102902116,1 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 0,1 \text{ m}$$

$$= 10294960,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Karena memikul beban kombinasi maka R_u direduksi 0,7

Karena susunan baut lebih dari 1 baris maka R_u dinaikkan 1,2

$$\text{Jumlah Baut } n = \sqrt{\frac{6\text{Mu}}{\mu R_u}}$$

$$= \sqrt{\frac{6 \cdot 10294960,34 \text{ kg} \cdot \text{m}}{10 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 13995,795 \text{ kg}}}$$

$$= 94,331 \text{ buah}$$

$$= 96 \text{ buah (5 baris)}$$

Jumlah baut per baris = 18 buah

Jarak antar baut = 82 mm

Jarak antar baut ke tepi = 40 mm

Jarak antar profil WF = 10 mm

Tinggi pelat sambung = 1572,4 mm

Lebar pelat sambung = 914 mm

Luas neto pelat = 44566,237 mm^2

Luas bruto pelat = 47172 mm^2

i. Periksa terhadap geser

Geser leleh

$$\phi(0,6f_y)A_g$$

$$= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 525 \text{ Mpa}) 47172 \text{ mm}^2) 0,1$$

$$= 1490163,48 \text{ kg}$$

Geser fraktur

$$\phi(0,6f_u)A_g$$

$$= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 825 \text{ Mpa}) 44566,24 \text{ mm}^2) 0,1$$

$$= 1654521,563 \text{ kg}$$

Syarat, Geser fraktur > Geser leleh

Memenuhi

4.10.2. Sambungan pada Gelagar Memanjang Bentang 50 meter

❖ S2

Data – data perencanaan :

- Profil gelagar memanjang WF 1600 x 600 x 48 x 30
- Baut $\rightarrow d_b = 24 \text{ mm}$; A325 (825 MPa)

$$\Phi \text{ lubang} = 24 + 2 = 26 \text{ mm (dibor)}$$

$$\text{Luas Baut} = 4,524 \text{ cm}^2$$

- Perhitungan gaya dalam pada sambungan :
 - a. Jarak sambungan dari perletakan $L_s = 7 \text{ m}$
 - b. $M_u = 1106368,28 \text{ kg.m}$ (frame 33)
 - c. $V_{max} = 254060,14 \text{ kg}$
 - d. $D_u = \frac{V_{max} \cdot 0,5L}{L_s}$
 $= \frac{254060,14 \text{ kg} \cdot 0,5 \cdot 50\text{m}}{7 \text{ m}}$
 $= 44460524,5 \text{ kg}$
 - e. $M_u \text{ badan} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \cdot M_u$
 $= \frac{85,051 \text{ m}^4}{8626 \text{ m}^4} \cdot 1106368,28 \text{ kg}$
 $= 10909,222 \text{ kg.m}$
 - f. $M_u \text{ sayap} = M_u - M_u \text{ badan}$
 $= 1106368,28 \text{ kg.m} - 10909,222$
 kg.m
 $= 1095459,06 \text{ kg.m}$

Perencanaan Sambungan Sayap

Digunakan pelat penyambung $t_p = 10 \text{ mm}$

- a. Kuat geser tumpu baut :
 $V_d = \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2$
 $= 13995,795 \text{ kg}$
- b. Kuat geser tumpu plat :
 $R_d = 2,4 \phi D_b t_p f_u$
 $= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}
 &= 35640 \text{ kg} \\
 \text{c. Jumlah baut yang diperlukan} \\
 n &= \frac{\text{Mu sayap}}{Vd} \\
 &= \frac{1095459,06 \text{ kg.m}}{13995,795 \text{ kg}} \\
 &= 80 \text{ buah (8 baris)}
 \end{aligned}$$

Dalam 1 baris = 10 buah

Asumsikan lebar pelat = lebar girder = 800mm

Lebar neto pelat sambung

$$\begin{aligned}
 W_n &= b - (\text{baris} \times L_s) \\
 &= 800 - (8 \times 7) \\
 &= 7721 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d. Periksa terhadap kondisi leleh

e. Periksa terhadap kondisi fraktur

f. Jarak baut :

$$3.db < s < 15.tp \quad (\text{jarak antar baut})$$

$$1,5db < s1 < 4tp + 100 \text{ atau } 200\text{mm} \quad (\text{jarak antar baut ke tepi})$$

$$1,25db < s2 < 12tp \text{ atau } 150\text{mm}$$

Maka,

$$\text{Jarak antar baut} = 76 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut ke tepi} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar profil WF} = 10 \text{ mm}$$

Total panjang pelat sambung

$$L = 2(2st + (n/\text{baris}-1) \times s)$$

$$= 2 (2.40\text{mm} + (80/8 - 1) \times 76 \text{ mm})$$

$$= 1528 \text{ mm}$$

$$= 152,8 \text{ cm}$$

Perencanaan Sambungan Badan

Digunakan pelat penyambung $tp = 10 \text{ mm}$

a. Kuat geser tumpu baut :

$$Vd = \phi \cdot r1 \cdot f_u^b \cdot Ab$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot (825 \text{ Mpa} \times 10) \cdot 4,523 \text{ cm}^2$$

$$= 13995,795 \text{ kg}$$

b. Kuat geser tumpu plat :

$$\begin{aligned} R_d &= 2,4 \phi D_b t_p f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 825 \text{ Mpa} \\ &= 53460 \text{ kg} \end{aligned}$$

Asumsikan $e = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Mu total} &= \text{Mu badan} + \text{Du.e} \\ &= 10909,222 \text{ kg.m} + 17358507,6 \text{ kg} \times 0,1 \text{ m} \\ &= 4456961,671 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Karena memikul beban kombinasi maka R_u direduksi 0,7

Karena susunan baut lebih dari 1 baris maka R_u dinaikkan 1,2

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Baut } n &= \sqrt{\frac{6\text{Mu}}{\mu R_u}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \cdot 4456961,671 \text{ kg.m}}{10 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 13995,795 \text{ kg}}} \\ &= 150,819 \text{ buah} \\ &= 152 \text{ buah (9 baris)} \end{aligned}$$

Jumlah baut per baris = 18 buah

Jarak antar baut = 85 mm

Jarak antar baut ke tepi = 5640 mm

Jarak antar profil WF = 10 mm

Tinggi pelat sambung = 1462,56 mm

Lebar pelat sambung = 1525 mm

Luas neto pelat = 41584,561 mm²

Luas bruto pelat = 43876,667 mm²

c. Periksa terhadap geser

Geser leleh

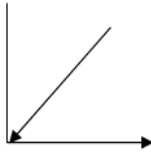
$$\begin{aligned} &\phi(0,6f_y)A_g \\ &= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 525 \text{ Mpa}) 43876,67 \text{ mm}^2) 0,1 \\ &= 1386063,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Geser fraktur

$$\begin{aligned} &\phi(0,6f_u)A_g \\ &= (0,9 \cdot (0,6 \cdot 825 \text{ Mpa}) 41584,56 \text{ mm}^2) 0,1 \\ &= 1543826,815 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat , Geser fraktur > Geser leleh
Memenuhi

4.10.3. Sambungan pada Simpul 1



Gambar 4. 12 Pelat Simpul1

$$V_u = 0,660 \text{ kN} \quad (\text{frame 55})$$

$$\text{Mutu baja} = \text{BJ-41}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$\text{Baut tipe} = \text{Tinggi (A325)}$$

$$D_b = \text{M24} = 24 \text{ mm}$$

$$F_u = 825 \text{ MPa}$$

$$A_c = 324 \text{ MPa}$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 452 \text{ mm}^2$$

$$K_r = 1$$

$$N_n = 1$$

$$N_x = 1$$

- Gaya geser pada baut

$$V_f = 0,62 f_u k_r (n_n A_c + n_x A_o)$$

$$= 0,62 \cdot 825 \cdot 1 (1.324 + 1.452)$$

$$= 39624 \text{ kN}$$

$$\phi V_f = 0,75 V_f = 297693 \text{ kN}$$
- Gaya Tarik pada baut

$$N_{t_f} = A_s \times f_u$$

$$= 353 \times 825$$

$$= 291225 \text{ kN}$$

$$\phi N_{t_f} = 0,75 N_{t_f} = 218418,75 \text{ Kn}$$
 Jumlah baut (n) = $V_u / (\phi V_f) = 0,0000022$
 $= 2$ baut
- Perhitungan control baut
 Baut dalam geser
 Syarat , $V_f^* \leq \phi V_f$

$$V_u/n \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0,660 \text{ Kn} / 2 \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0,33 \text{ Kn} \leq 297693 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$
 Baut dalam Tarik
 Syarat , $N_{t_f}^* \leq \phi N_{t_f}$

$$V_u/n \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0,660 \text{ Kn} / 2 \leq 218418,75 \text{ Kn}$$

$$0,33 \text{ Kn} \leq 218418,75 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$

Kombinasi geser dan Tarik

Syarat

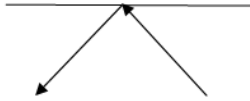
$\left(\frac{V_f^*}{\phi V_f} \right)^2$	+	$\left(\frac{N_{t_f}^*}{\phi N_{t_f}} \right)^2$	\leq	1,00
$\frac{V_f^*}{\phi V_f}$	=	0,0000000000001		
$\frac{V_f^*}{\phi V_f}$	=	0,0000000000002		
$\left(\frac{N_{t_f}^*}{\phi N_{t_f}} \right)^2$	+	$\left(\frac{V_f^*}{\phi V_f} \right)^2$	=	6,7207E-24
$\frac{N_{t_f}^*}{\phi N_{t_f}}$				

OK

- Syarat jarak baut
 Jarak antar baut
 Syarat, $2,5df \leq s \leq 15tp$ atau 200mm
 $60 \text{ mm} \leq s \leq 180 \text{ mm}$ atau 200mm
 Dipasang jarak antar baut = 60 mm
 Jarak tepi baut
 Syarat, $1,5df \leq s \leq 4tp$ atau 100mm
 $36 \text{ mm} \leq s \leq 148 \text{ mm}$ atau 200mm
 Dipasang jarak tepi baut = 40 mm

- Sambungan pelat simpul ke batang horizontal
 $P_u = V_u \sin \alpha$
 $\tan \alpha = 1,835\text{m}/1,504\text{m} = 1,22$
 $\alpha = 50,662^\circ$
 $P = V_u \cos \alpha$
 $= 60,879 \text{ kg}$
 Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :
 Digunakan las (a)= 10 mm
 $T_e = 0,707 a = 7,07$
 Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :
 $\phi R_{nw} = \phi t(0,6 f_u w)$
 $= 0,75 \times 7,07 (0,6 \times 490)$
 $= 1558,935 \text{ N/mm}$
 Panjang total las : $608792\text{N}/1558,935\text{N/mm}$
 $= 391\text{mm} = 400 \text{ mm}$

4.10.4. Sambungan pada Simpul 2



Gambar 4. 13 Pelat Simpul 2

$$V_u = 0,660 \text{ kN} \quad (\text{frame 61})$$

Mutu baja = BJ-41

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

Baut tipe = Tinggi (A325)

$$D_b = M24 = 24 \text{ mm}$$

$$F_u = 825 \text{ MPa}$$

$$A_c = 324 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 452 \text{ mm}^2$$

$$K_r = 1$$

$$N_n = 1$$

$$N_x = 1$$

- Gaya geser pada baut

$$\begin{aligned} V_f &= 0,62 f_u k_r (n_n A_c + n_x A_o) \\ &= 0,62 \cdot 825 \cdot 1 (1 \cdot 324 + 1 \cdot 452) \\ &= 39624 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_f = 0,75 V_f = 297693 \text{ kN}$$

- Gaya Tarik pada baut

$$\begin{aligned} N_{tf} &= A_s \times f_u \\ &= 353 \times 825 \\ &= 291225 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi N_{tf} = 0,75 N_{tf} = 218418,75 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut (n)} &= V_u / (\phi V_f) = 0 \\ &= 2 \text{ baut} \end{aligned}$$

- Perhitungan control baut

Baut dalam geser

Syarat, $V_f^* \leq \phi V_f$

$$V_u/n \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0 \text{Kn} / 2 \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0 \leq 297693 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$

Baut dalam Tarik

Syarat, $N_{tf}^* \leq \phi N_{tf}$

$$V_u/n \leq 297693 \text{ Kn}$$

$$0, / 2 \leq 218418,75 \text{ Kn}$$

$$0 \text{Kn} \leq 218418,75 \text{ Kn} \rightarrow \text{OK}$$

Kombinasi geser dan Tarik

Syarat

$\left(\frac{V_f^*}{\phi V_f} \right)^2$	+	$\left(\frac{N_{tf}^*}{\phi N_{tf}} \right)^2$	\leq	1,00
$\left(\frac{V_f^*}{\phi V_f} \right)^2$	=	0		
$\left(\frac{N_{tf}^*}{\phi N_{tf}} \right)^2$	=	0		
$\left(\frac{V_f^*}{\phi V_f} \right)^2$	+	$\left(\frac{N_{tf}^*}{\phi N_{tf}} \right)^2$	=	0

OK

- Syarat jarak baut

Jarak antar baut

Syarat, $2,5d_f \leq s \leq 15t_p$ atau 200mm

$$60 \text{ mm} \leq s \leq 180 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Dipasang jarak antar baut = 60 mm

Jarak tepi baut

Syarat, $1,5d_f \leq s \leq 4t_p$ atau 100mm

$36 \text{ mm} \leq s \leq 148 \text{ mm}$ atau 200mm

Dipasang jarak tepi baut = 40 mm

- Sambungan pelat simpul ke batang horizontal

$$P_u = V_u \sin \alpha$$

$$\tan \alpha = 1,835\text{m}/1,504\text{m} = 1,22$$

$$\alpha = 50,662^\circ$$

$$P = V_u \cos \alpha$$

$$= 0 \text{ kg}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :

Digunakan las (a)= 10 mm

$$T_e = 0,707 a = 7,07$$

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang :

$$\phi R_{nw} = \phi t(0,6 f_{uw})$$

$$= 0,75 \times 7,07 (0,6 \times 490)$$

$$= 1558,935 \text{ N/mm}$$

$$\text{Panjang total las : } 0/1558,935\text{N/mm}$$

$$= 0$$

4.11. Elastomer

Perletakan balok girder pada abutment menggunakan bantalan elastomer dengan acuan spesifikasi Freyssinet Elastomeric bearings. Elastomer vertikal, horizontal dan geseran.

4.11.1. Beban yang Bekerja pada Elastomer

- a Gaya vertikal yang bekerja

- Aspal

$$Q_a = t_a \times S \times L \times W_a$$

$$= 0,1 \text{ m} \times 3,7 \text{ m} \times 85 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$$

$$= 691,9 \text{ kN}$$

- Air Hujan

$$\begin{aligned} Q_h &= t_h \times S \times L \times W_w \\ &= 0,05 \text{ m} \times 3,7 \text{ m} \times 85 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 154,105 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Pelat Lantai

$$\begin{aligned} Q_s &= t_s \times S \times L \times W_c \\ &= 0,30 \text{ m} \times 3,7 \text{ m} \times 85 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2358,75 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Diafragma

$$\begin{aligned} Q_{f h} &= W \times \text{Jumlah batang horizontal} \times L \\ &= 0,233 \text{ kN/m} \times 56 \text{ buah} \times 10 \text{ m} \\ &= 130,48 \text{ kN} \\ Q_{f d} &= W \times \text{Jumlah batang diagonal} \times L \\ &= 0,141 \text{ kN/m} \times 56 \text{ buah} \times 10 \text{ m} \\ &= 78,96 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Gelagar

$$\begin{aligned} Q_p &= W \times \text{Jumlah gelagar} \times L \\ &= 0,1037 \text{ kN/m} \times 3 \text{ buah} \times 85 \text{ m} \\ &= 26,444 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban garis (p)} &= 49 \text{ kN/m} \times S \\ &= 49 \text{ kN/m} \times 3,7 \text{ m} \\ &= 181,3 \text{ kN} \\ \text{Beban merata (q)} &= 9 \text{ kN/m} \times S \times L \\ &= 9 \text{ kN/m} \times 3,7 \text{ m} \times 85 \text{ m} \\ &= 314,5 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Total gaya vertikal

$$\begin{aligned} q_v &= Q_a + Q_h + Q_s + Q_{f h} + Q_{f d} + Q_p + p + q \\ &= 691,9 \text{ kN} + 154,105 \text{ kN} + 2358,75 \\ &\quad \text{kN} + 130,48 \text{ kN} + 78,96 \text{ kN} + 26,444 \\ &\quad \text{kN} + 181,3 \text{ kN} + 314,5 \text{ kN} \\ &= 3936,44 \text{ kN} \\ Q_v \text{ tot} &= q_v / 2 \\ &= 3936,33 \text{ kN} / 2 \\ &= 1968,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

b Gaya horizontal yang bekerja

- Akibat angin = 1,6 kN
- Akibat rem dan traksi = 25 kN +
- Htot = 26,6 kN

Untuk tiap tumpuan menahan gaya horizontal setengahnya

$$H = 0,5 H_{tot} = 0,5 \times 26,6 \text{ kN} = 13,3 \text{ kN}$$

4.11.2. Perhitungan Elastomer

Pemilihan elastomer (*freysynet*) direncanakan :

- a. Panjang elastomer = 500 mm
- b. Lebar elastomer = 350 mm
- c. Tebal pelat baja elastomer = 3 mm
- d. Tebal lapis elastomer = 30 mm
- e. Tebal selimut atas dan bawah = 6 mm
- f. Daya dukung (Vmax) = 7870 kN
- g. Rasio geser = 18 kips/inch
- h. Perpendekan elastis = 0,02 inch

Kebutuhan elastomer

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_{tot}}{V_{max}} \\
 &= \frac{1968,22 \text{ kN}}{7870 \text{ kN}} \\
 &= 0,25 \sim 1 \text{ lapis elastomer}
 \end{aligned}$$

Tebal total = 45 mm

Cek terhadap kebutuhan elastomer

- Terhadap gaya dukung
 $V_{tot} \leq V_{max}$
 $1968,22 \text{ kN} \leq 7870 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$
- Terhadap gelincir

$$\frac{H_{tot}}{V_{tot}} \leq 0,2$$

$$\frac{13,3 \text{ kN}}{1968,22 \text{ kN}} \leq 0,2$$

$$0,0135 \leq 0,2 \rightarrow \text{OK}$$
- Terhadap dimensi

$$a.b = \underline{\quad 50 \quad \times \quad 35 \quad} = 11,4$$

$$\text{Syarat, } s \geq \frac{2(a+b)t_e}{4} \left[50 + 35 \times 0,9 \right]$$

$$11,4 \geq 4 \rightarrow \text{OK}$$

- Terhadap Bearing

$$\sigma = \frac{V}{a.b} = \frac{1968,21925}{650 \times 252} = 0,1202 \text{ kN/mm}^2 = 12,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Syarat, } \sigma \geq f_c'$$

$$12,02 \text{ MPa} \geq 25 \rightarrow \text{OK}$$

BAB V

PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH

5.1. Perencanaan Abutment

5.1.1. Perencanaan Kepala Jembatan (Abutmen)

Abutmen merupakan bangunan yang terletak pada ujung jembatan. Bangunan ini berfungsi sebagai penyalur beban – beban (baik beban hidup maupun mati) dari bangunan atas, serta menahan tekanan tanah dan beban akibat aksi lingkungan.

5.1.2. Preliminari Abutmen

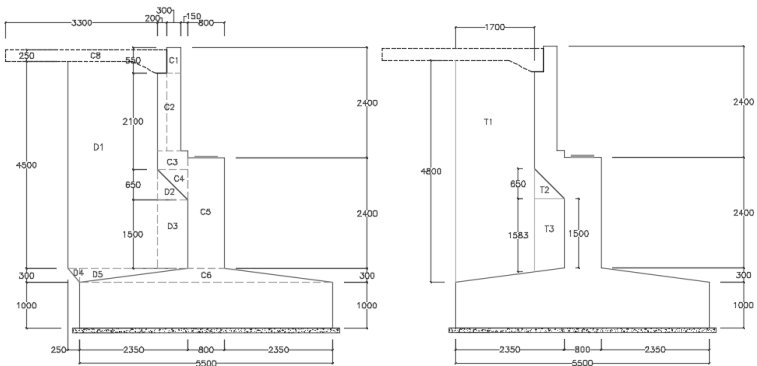
Pada Jembatan Morowudi II ini direncanakan menggunakan dua buah abutmen yang mampu menahan beban bangunan, dengan bentang 35 m dan 50 m. Masing – masing abutmen harus mampu menahan beban pada setengah panjang bentang.

Pondasi yang digunakan pada Jembatan Morowudi II ini menggunakan tiang pancang, berdasarkan data tanah setempat didapatkan nilai SPT tinggi ($N > 50$) pada kedalaman 24 – 30 meter, maka direncanakan kedalaman tiang pancang sedalam 30 meter. Dimensi tiang pancang dengan diameter 600 mm dan tebal dinding 100 mm.

5.2. Preliminari Abutmen 1 (Bentang 35)

5.2.1. Pembenanangan pada Abutment 1

➤ Berat Sendiri Abutment



Gambar 5.1 Dimensi berat sendiri abutment 1

Tabel 5.1 Berat sendiri bangunan bawah perhitungan abutment 1

Bagian	Parameter berat bagian			γ (kN/m ³)	Berat/W (kN)	Lengan Tdp alas		W . x kN.m	W . z kN.m
	b (m)	h (m)	L (m)			x (m)	z (m)		
C1	0,30	0,55	8,5	25	35,1	0,70	5,83	24,5	204,2
C2	0,50	1,70	8,5	25	180,6	0,80	4,70	144,5	848,9
C3	0,50	0,40	8,5	25	42,5	0,73	3,65	30,8	155,1
C4	0,65	0,33	8,5	25	44,9	0,62	3,02	27,7	135,4
C5	0,80	2,40	8,5	25	408,0	0,00	2,50	0,0	1020,0
C6	2,90	0,30	9,5	25	206,6	0,00	1,10	0,0	227,3
C7	5,50	1,00	9,5	25	1306,3	0,00	0,50	0,0	653,1
C8	3,50	0,25	8,5	25	185,9	2,60	5,93	483,4	1101,7
D1	1,95	4,50	0,5	25	109,7	1,38	3,55	150,8	389,4
D2	0,65	0,33	0,5	25	2,6	0,62	3,02	1,6	8,0
D3	0,65	1,50	0,5	25	12,2	0,73	2,05	8,8	25,0
D4	0,50	0,15	0,5	25	0,9	2,67	1,10	2,5	1,0
D5	2,10	0,15	0,5	25	3,9	1,10	1,10	4,3	4,3
T1	1,45	4,50	8,5	17,5	970,6	1,78	3,55	1722,8	3445,6
T2	0,65	0,33	8,5	17,5	31,4	0,62	3,02	19,4	94,8
T3	0,65	1,50	8,5	17,5	145,0	0,73	2,05	105,1	297,3
Berat Abutment Wh =					3686,33	kN	Mh =	2726	8611

Letak titik berat terhadap titik O

$$\begin{aligned} X &= \frac{\text{Momen Y}}{W \text{ Total}} \\ &= \frac{8611 \text{ kN.m}}{3686,33 \text{ kN}} \\ &= 1,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{\text{Momen X}}{W \text{ Total}} \\ &= \frac{2726 \text{ kN.m}}{3686,33 \text{ kN}} \\ &= 0,43 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ **Berat Sendiri Bangunan Atas**

Berat bangunan atas diperoleh dari *Output* program SAP2000. Dengan panjang bentang setengah dari panjang bentang yang di tinjau (35 m).

Tabel 5.2 Berat sendiri bangunan atas perhitungan abutment 1

BAGIAN	Panjang	Berat Jenis	Total	V abt
	(m)	(kN/m ³)	(kN)	(kN)
Pelat Lantai Kendaraan	35	25	932,4	466,2
Lapisan Aspal + <i>Overlay</i>	35	22	569,8	284,9
Genangan Air Hujan	35	9,8	126,91	63,455
Diafragma	35	77	14,4	7,2
Balok Baja	35	77	504,8	252,4
Trotoar	35	25	285,7	142,85
Jumlah				1217,01

Rekapitulasi berat sendiri

No	Jenis Konstruksi	Pms (kN)
1	Struktur atas	1217,01

2	Struktur bawah	3686,33
	PMS =	4903,33

➤ **Beban Lajur “D”**

Dalam perencanaan desain Jembatan Morowudi II menggunakan sistem balok menerus. Menentukan panjang bentang berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.6**, dalam perhitungan beban lajur “D” digunakan panjang bentang ekuivalen L_E :

$$L_{av} = \frac{35 \text{ m} + 50 \text{ m}}{2} = 42,5 \text{ m}$$

$$L_{max} = 50 \text{ m}$$

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}}$$

$$L_E = \sqrt{42,5 \text{ m} \times 50 \text{ m}}$$

$$= 46 \text{ m}$$

- Beban terbagi rata

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban terbagi rata bentang 46 meter sebagai berikut :

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen 1 adalah 17,5 meter, maka digunakan

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{17,5} \right)$$

$$= 12,21 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{BTR} = (5,5 \times q_{BTR}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}] \times L$$

$$= (5,5 \text{ m} \times 12,21 \text{ kN/m}^2) + [(7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times 0,5$$

$$\times 12,21 \text{ kN/m}^2] \times 17,5 \text{ m}$$

$$= 270,241 \text{ kN}$$

- Beban lajur terpusat

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$DLA = 40\% \text{ untuk } L = 17,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= 5,5 \times [P_{BGT} \times (1 + DLA) + (b - 5,5) \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))] \\ &= 5,5 \text{ m} \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4))] \\ &= 121,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi, P_{total} dikalikan 2 karena terdapat 2 lajur.

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (P_{BTR} + P_{BGT}) \times 2 \\ &= (270,241 \text{ kN} + 121,55 \text{ kN}) \times 2 \\ &= 783,585 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ **Beban Pejalan Kaki (Pedestrian)**

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.9**, beban pejalan kaki direncanakan 5 kN/m^2 . Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{Luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

sehingga di dapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar :

$$\text{Panjang jembatan, } L = 17,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar, } b = 3 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, } n = 2$$

$$\text{Luas trotoar, } A = 17,5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2$$

$$= 45,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{TP} &= 45,5 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 227,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ **Gaya Rem**

Gaya rem berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.7**, pada bentang 17,5 meter dengan 2 lajur lalu lintas sebesar 5% dari total beban lajur “D”.

$$\begin{aligned} &\text{Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)} \\ &= h \text{ girder} + h \text{ dinding abutmen} + \text{pilecap abutmen} \\ &= 1,75 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 1,3 \text{ m} \\ &= 5,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem adalah:

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 391,79 \text{ kN} \times 5,45 \text{ m} \\ &= 2135,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

➤ **Beban Angin**

Terdapat dua beban angin yaitu beban angin melintang jembatan dan beban angin yang meniup kendaraan yang berjalan diatas jembatan.

Beban angin dengan arah melintang jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Tabel 5.3 Beban angin (V_w) abutment 1

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016** didapat bilai koefisien seret

$$C_w = 1,2$$

Beban angin, V_w (tabel 5.3)

$$\text{Kondisi layan} = 25 \text{ m/s}$$

Kondisi ultimit = 30 m/s

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin,

$$\begin{aligned} Ab1 &= \text{Tinggi bangunan atas}(ha) \times \text{Panjang bentang}(L) \\ &= 3,3 \text{ m} \times 17,5 \text{ m} \\ &= 57,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0006 \times 1,2 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 57,75 \text{ m}^2 \\ &= 25,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutmen} + ha/2 \\ &= 1,3 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 1,65 \text{ m} \\ &= 5,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\ &= 139,03 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Beban angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.00012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,00012 \times 1,2 \times 25^2 \\ &= 0,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, $h_k = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan, $x = 1,75 \text{ m}$

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times T_{EW} \times L \\ T_{EW2} &= 2 \times \frac{0,5 \times 2 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,9 \text{ kN} \times 17,5 \text{ m} \\ &= 18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW2} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutmen} + h_a \\ &= 1,3 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 2,4 \text{ m} \\ &= 6,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\ &= 109,8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Rekapitulasi beban angin total

Total beban angin pada abutmen	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$	43,99 kN
Total momen pada abutmen	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$	248,83 kN.m

➤ Tekanan Tanah Aktif

Beban akibat tekanan tanah berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 7.4**, dihitung berdasarkan sifat –sifat tanah (kepadatan, kadar kelembapan, kohesi sudut geser, dan lain sebagainya).

$$\begin{aligned} \text{Berat jenis tanah, } \gamma_t &= 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi timbunan, } H &= 5,80 \text{ m} \\ \text{Sudut geser tanah, } \phi &= 17^\circ \\ \text{Lebar abutmen, } B_y &= 8,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,5 \text{ kN/m} \\ K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 17^\circ/2) \\ &= 0,43 \end{aligned}$$

Gaya		Ta (kN)	Lengan	y (m)	M _{TA} (kN.m)
P _{Ta1} =	q x Ka x H x By	222,42	H/2	2,90	645,03
P _{Ta2} =	0,5 x Ka x γt x H ² x By	10750,4	H/3	1,93	20784,20

Rekapitulasi beban tekanan tanah

Total beban akibat tekanant tanah	P _{Ta} = P _{Ta1} + P _{Ta2}	10972,90 kN
Total momen pada abutmen	M _{Ta} = M _{Ta1} + M _{Ta2}	21429,20 kN.m

➤ **Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa**

Pada perhitungan tekanan tanah aktif akibat gempa, diasumsikan tembok penahan tanah bersifat flexibel sesuai dengan **RSNI Gempa Jembatan 2833 – 2013 Pasal 9.6**.

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa :

Tinggi timbunan (H)	= 5,80 m
Berat jenis tanah (γt)	= 17,50 kN/m ³
Sudut geser tanah (ϕ)	= 17,00°
Rencana sudut geser tembok (δ)	= 11,33°
Sudut Kemiringan timbunan (α)	= 0,00°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok(β)	= 0,00°
Koefisien tanah aktif (Ka)	= 0,43
Koefisien gempa horizontal (Kh)	= A _s x 0,5
	= 0,25 x 1,3 x 0,5
	= 0,163
Sudut geser tanah nominal (θ)	= Tan ⁻¹ Kh
	= 9,235°

Koefisien Tekanan tanah dinamis (K_{AE})

$$\begin{aligned}\mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left(1 + \sqrt{\frac{0,4746 \times 0,2924}{0,8802 \times 1}} \right)^2 \\ &= (1 + 0,397)^2 \\ &= 1,95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{0,897}{1,95 \times 0,99 \times 1,00 \times 0,94} \\ &= 0,50\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ E_{AE} &= \frac{17,5 \times 5,80^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5 \\ &= 146,38 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutmen (B_y) sebesar 10 m.

$$\begin{aligned}E_{AE} &= 146,38 \text{ kN/m} \times 8,5 \text{ m} \\ &= 1244,29 \text{ kN}\end{aligned}$$

➤ **Beban Gempa**

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa Jembatan 2833 – 2013. Beban gempa dianggap sebagai gaya horisontal yang ditentukan berdasarkan perkalian koefisien elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen kemudian dibagi dengan faktor modifikasi respon (R).

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (RSNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1)}$$

Menentukan kelas situs tanah**Tabel 5.4** Hasil pengolahan data N-SPT tanah abutment 1

Tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	ti/N
2,4	Lempung berlanau sedikit pasir	12,00	0,200
5,8	Lempung berpasir	41,00	0,141
7,6	Lempung berlanau	68,00	0,112
4,6	Lempung berlanau	63,00	0,073
4,6	Batu lempung	94,00	0,049
5,0	Batu lempung	175,00	0,029
30		Jumlah	0,604

$$N = \frac{\sum ti}{\sum (ti/N)} = \frac{30}{0,604} = 49,69$$

Dengan nilai $N = 49,69$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, tanah sedang.

Tabel 5.5 Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

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		

Menentukan faktor situs

Penentuan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**.

Tabel 5.6Faktor amplikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (FPGA / Fa)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
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

PGA	0,3	0,35	0,4
Ss	0,5	0,55	0,75
F_{PGA}	1,2	x	1,1
Fa	1,4	y	1,2

$$x = 1,15$$

$$y = 1,24$$

Didapat nilai FPGA = 1,15 dan Fa = 1,24 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5.7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S_1	0,2	0,23	0,3	$x = 1,85$
F_v	2	x	1,8	

Didapat nilai $F_v = 1,85$ dengan menggunakan interpolasi.

Respon spektrum rencana

Dengan nilai yang didapat dari PGA, S_s , dan S_1 serta nilai faktor implikasi F_{PGA} , F_a , F_v . Maka dapat dihitung

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA & S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,15 \times 0,35 & &= 1,85 \times 0,23 \\ &= 0,40 & &= 0,42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,24 \times 0,55 \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat digunakan menghitung periode (T)

$$T = 0,2 \text{ (Periode pendek)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,42}{0,68} = 0,61$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,61 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $T_0 = 0,12 < T = 0,2 < T_s = 0,61$, berdasarkan **RSNI Gempa Jembatan 2833-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat ke dua sehingga nilai C_{SM} adalah :

$$C_{sm} = S_{DS} = 0,68$$

Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5.8 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

Maka didapat R sebesar 0,8, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

W_T = Berat sendiri bangunan atas + Beban mati tambahan

$$W_T = 1217,01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_{Q1} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,682}{0,8} \times 1217,01 \text{ kN} \\ &= 1037,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
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

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$W_T = \text{Beban mati abutmen}$$

$$W_T = 3686,33 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_{Q2} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_T \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 3686,33 \text{ kN} \\ &= 16176,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} \text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\ &= 1037,5 \text{ kN} + 16176,1 \text{ kN} \\ &= 2713,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.2. Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari beberapa analisis yang dihasilkan, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center poer.

Tabel 5.10 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutmen 1

URAIAN	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap						
Struktur atas	MS	1217,0				
Beban mati tambahan	MA	350,5			227,8	
Beban Abutment	MS	3686,3			4984,2	
Tek. Tanah Aktif 1	TA		10972,9		21429,2	
Pengaruh beban hidup						
UDL + KEL	TD	783,6				
Pejalan Kaki	TP	227,5				
Beban Rem	TB		195,9		2135,3	
Beban Angin	EW	18,0		44,0	11,7	248,8
Aksi Lingkungan						
Eq Struktur Atas	EQ		1037,5	1037,5	6017,5	6017,5
Eq Struktur Bawah	EQ		1676,1	1676,1	717,5	717,5
Tek. tanah dinamis	EQ		1244,3		3608,4	

Kombinasi 1 (MS+MA+TP+TD+TA)

Tabel 5.11Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	4903,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Pejalan Kaki	1,0	227,5				
4	Beban lajur	1,0	783,6				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
	Total		6264,9	10972,9	0,0	26641,3	0,0

Kombinasi 2 (MS+MA+TB+TD+TA)

Tabel 5.12Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	4903,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Rem	1,0		195,9		2135,3	
4	Beban lajur	1,0	783,6				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
	Total		6037,4	11168,8	0,0	28776,5	0,0

Kombinasi 3 (MS+MA+TB+TD+TA+EW)

Tabel 5.13Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	4903,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Rem	1,0		195,9		2135,3	
4	Beban lajur	1,0	783,6				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
6	Beban Angin	1,0	18,0		44,0	11,7	248,8
	Total		6055,4	11168,8	44,0	28788,2	248,8

Kombinasi 4 (MS+MA+EQ)

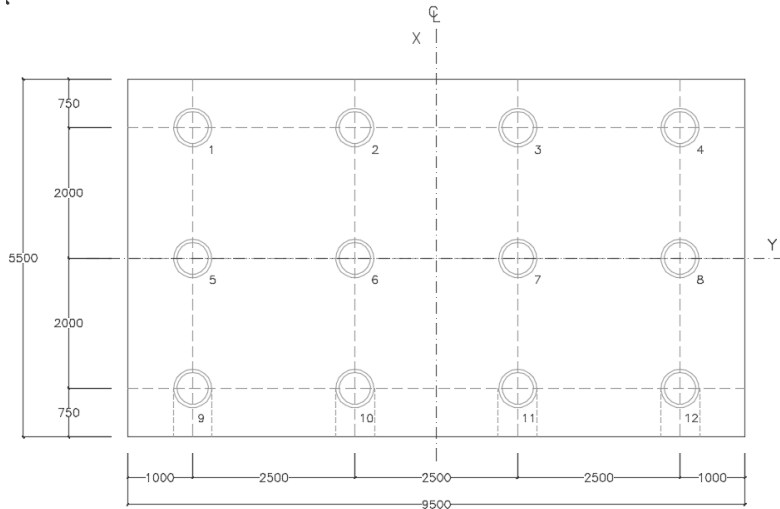
Tabel 5.14 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	4903,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Gempa	1,0		2713,5	814,1	6735,0	2020,5
4	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,0		1244,3		3608,4	
	Total		5253,9	3957,8	814,1	15555,4	2020,5

Kombinasi 5 (MS+MA+EQ)

Tabel 5.15 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	4903,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Gempa	1,0		814,1	2713,5	2020,5	6735,0
4	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,0		1244,3		3608,4	
	Total		5253,9	2058,4	2713,5	10841,0	6735,0

Konfigurasi tiang pancang**Gambar 5.2** Konfigurasi tiang pancang abutment 1

Tiang-tiang dalam satu kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban vertika (V), horizontal (H), dan momen (M), maka beban vertikal ekuivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2}$$

Dimana,

- V = beban vertikal dari kolom
 n = banyak tiang dalam 1 group
 M_x = Momen terhadap sumbu X
 M_y = Momen terhadap sumbu Y
 X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
 Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 ΣX = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group .
 ΣY = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

$$X = 2 \text{ meter} \quad n = 12 \text{ buah}$$

$$Y = 2,5 \text{ meter}$$

Tabel 5.16Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang abutmen 1

No	x	y	x ²	y ²	komb. 1	komb. 2	komb. 3	komb. 4	komb. 5
	m	m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN
1	2	-3,8	4	14,1	2187,2	2301,7	2296,1	1329,2	846,0
1	2	-3,8	4	14,1	2187,2	2301,7	2293,9	1329,2	846,0
2	2	-1,3	4	1,6	2187,2	2301,7	2300,6	1383,1	1025,6
3	2	1,3	4	1,6	2187,2	2301,7	2307,2	1437,0	1205,2
4	2	3,8	4	14,1	2187,2	2301,7	2313,8	1490,9	1384,8
5	0	-3,8	0	14,1	522,1	503,1	494,7	357,0	168,4
6	0	-1,3	0	1,6	522,1	503,1	501,3	410,9	348,0
7	0	1,3	0	1,6	522,1	503,1	507,9	464,8	527,6
8	0	3,8	0	14,1	522,1	503,1	514,6	518,6	707,2
9	-2	-3,8	4	14,1	-1143,0	-1295,4	-1304,6	-615,2	-509,1
10	-2	-1,3	4	1,6	-1143,0	-1295,4	-1298,0	-561,3	-329,5
11	-2	1,3	4	1,6	-1143,0	-1295,4	-1291,3	-507,5	-149,9
12	-2	3,8	4	14,1	-1143,0	-1295,4	-1284,7	-453,6	29,7
			32	93,75					

Gaya terbesar yang diterima oleh tiang (P_{max}) adalah 2313,84kN. Dan gaya minimum (P_{min}) adalah 1304,60 kN.

5.2.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.15 didapatkan nilai maksimum gaya aksial tiang pancang (P_{max}) akibat beban tetap (Kombinasi 1, 2, 3) sebesar 231,65 kN. Dalam hal ini di dapatkan berupa kemampuan tiang dalam menahan gaya aksial tekan saja, maka akan di kontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung berdasarkan diameter tiang pancang 0,60 meter dan data penyelidikan tanah SPT. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff*.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_c \times A_p$$

$$Q_s = \sum l_i \cdot f_i + A_{st}$$

Dimana,

Q_p = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

Q_s = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

q_c = 20 N , untuk clay / silt. 40 N , untuk sand (ton/m)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

l_i = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pad selimut tiang

= N maksimum 12 ton/ m^2 , untuk clay / silt

= N/5 maksimum 10 ton/ m^2 , untuk sand

A_{st} = Keliling penampang tiang (m)

Data Perencanaan Tiang Pancang :

D_{pile} = 0,6 m

A_p = 0,2826 m^2

A_{st} = 1,884 m

SF = 2, Untuk beban gempa

SF = 3, Untuk beban tetap

Tabel 5.17Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m abutmen 1

Depth (m)	Tanah	N (SPT)	Qd (t/m ²)	f _i (t/m ²)	li . Fi (t/m)	U .Σli . fi (t/m)	A . Qd (t/m ²)
0	C	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00
2	C	12	46,80	6	12,00	12,00	13,23
4	C	8	31,20	4	8,00	37,68	8,82
6	C	15	58,50	7,5	15,00	65,94	16,53
8	C	18	70,20	9	18,00	99,85	19,84
10	C	12	46,80	6	12,00	122,46	13,23
12	C	16	62,40	8	16,00	152,60	17,63
14	C	18	70,20	9	18,00	186,52	19,84
16	C	22	85,80	11	22,00	227,96	24,25
18	C	26	101,40	12	24,00	273,18	28,66
20	C	37	144,30	12	24,00	318,40	40,78
22	C	43	167,70	12	24,00	363,61	47,39
24	C	51	198,90	12	24,00	408,83	56,21
26	C	55	214,50	12	24,00	454,04	60,62
28	C	60	234,00	12	24,00	499,26	66,13
30	C	60	234,00	12	24,00	544,48	66,13

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m

Depth (m)	Ru (ton)	P = Ra / SF	
		SF = 2	SF = 3
0	0,00	0,00	0,00
2	23,81	11,91	7,94
4	43,67	21,84	14,56
6	78,23	39,12	26,08
8	114,04	57,02	38,01
10	128,62	64,31	42,87
12	161,76	80,88	53,92
14	196,46	98,23	65,49
16	240,91	120,45	80,30
18	289,12	144,56	96,37
20	345,05	172,52	115,02
22	395,46	197,73	131,82
24	448,08	224,04	149,36
26	496,29	248,15	165,43
28	545,61	272,80	181,87
30	589,41	294,70	196,47

5.2.4. Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Seiler Keeney*:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right)$$

Dimana ,

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = Jarak antar tiang (m)

$$\begin{aligned} \eta &= \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right) \\ &= \left(1 - \frac{36 \times 2 \times (4+3-2)}{(75 \times 2^2 - 7) \times (4+3-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{4+3} \right) \\ &= (1 - 0,205) + (0,043) \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

5.2.5. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Sebelumnya telah di dapatkan P yang terjadi maka perlu dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap momen, dan geser pons untuk mengetahui kemampuan geser tiang. Perencanaan tiang pancang berdasarkan tiang pancang yang ada di pasaran yaitu dari wika pile classification.

- Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m
- Tebal (d) = 0,1 m
- Kelas = A1
- Mutu beton = 498 Mpa
- Allowable axial load = 2527 kN
- Bending momen crack = 170 kN.m
- Bending momen ultimit = 255 kN.m
- Modulus elastisitas beton = 33892,2 Mpa
- Momen inersia = 635682 cm⁴

5.2.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung tiang sangat menentukan dimana tiang akan ditanam. Daya dukung terendah digunakan sebagai daya dukung ijin.

Kontrol kekuatan bahan

Kekuatan tiang terhadap gaya aksial vertikal tekan (maksimal) harus lebih besar dari beban yang diterima tiang

$$\begin{array}{lcl} P \text{ bahan} & > & P \text{ aksial} \\ 2527 \text{ kN} & > & 2313,84 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} P_u \text{ bahan} & > & P_u \text{ Tanah} \\ 5054 \text{ kN} & > & 4963 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{array}$$

Kontrol terhadap daya dukung tanah

Daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang diperoleh dari data tanah dengan perumusan meyerhoff.

$$\begin{array}{lcl} P \text{ DDT} & > & P \text{ aksial terjadi} \\ 2481,5 \text{ kN} & > & 2301,65 \text{ kN} \quad \text{OK} \\ 1654,3 \text{ kN} & > & 1304,60 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{array}$$

5.2.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya yang bekerja searah sumbu x diantaranya: Beban rem, 100% beban akibat gempa (struktur atas dan bawah), tekanan tanah dinamis aktif

$$\begin{aligned} H_x &= 195,89 \text{ kN} + 2713,55 \text{ kN} + 1244,29 \text{ kN} \\ &= 4153,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja searah sumbu y diantaranya : Beban angin, 30% akibat gempa (struktur atas dan bawah)

$$\begin{aligned} H_y &= 44,0 \text{ kN} + 814,06 \text{ kN} \\ &= 858,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\
 &= ((4153,73 \text{ kN})^2 + (858,1 \text{ kN})^2)^{0,5} \\
 &= 4239,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{per tiang}} &= \frac{H}{\text{Jumlah tiang}} \\
 &= \frac{4241,43 \text{ kN}}{12} \\
 &= 353,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung tiang untuk menahan gaya horizontal yang diijinkan adanya pergeseran ujung tiang sebesar d.

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta_a$$

Dimana,

H_a = Daya Dukung horizontal yang diijinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan(kg)

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm-1)

δ_a = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)
= 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari(cm)
= 1 cm

E_o = Modulus deformasi tanah
= 28 N-SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned}
 k &= 0,2 \times E_0 \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 15,1 \times 0,046 \times 1 \\
 &= 3,92
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 &= \left(\frac{3,92 \times 60}{4 \times 338922 \times 635682} \right)^{0,25} \\
 &= 0,00406
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\
 &= \frac{3,92 \times 60}{0,00406} \times 1 \\
 &= 57893 \text{ kg} \\
 &= 578,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{pertiang}} &< H_a \\
 353,45 \text{ kN} &< 578,93 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.2.5.3 Kontrol terhadap Momen

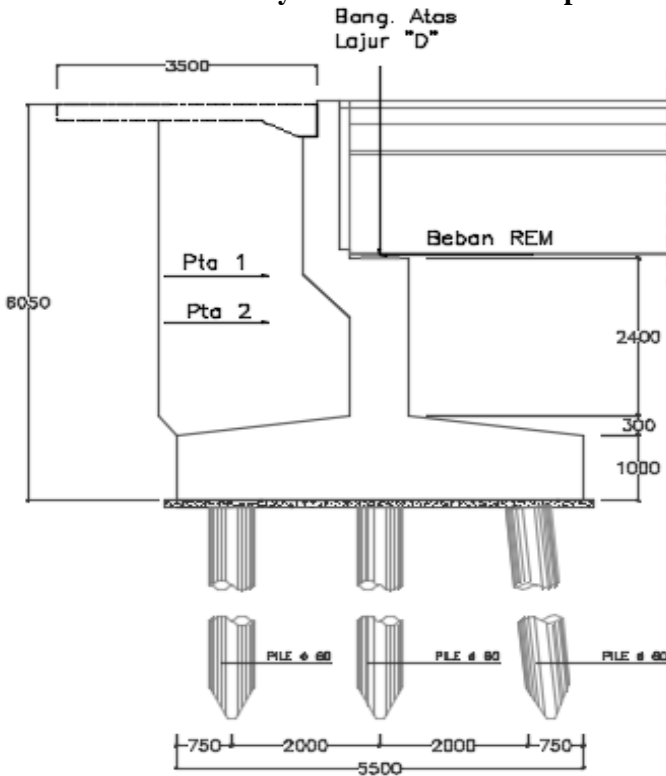
Kontrol momen dilakukan untuk memperoleh momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang.

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right) \\
 &= 0,2079 \times \left(\frac{32299,99}{2 \times 0,00406} \right) \\
 &= 825931,9 \text{ kg.m} \\
 &= 82,59 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{crack}} &> M_{\text{max}} \\
 170 \text{ kN} &> 82,59 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.2.6. Perhitungan Pile Cap (Poer)

5.2.6.1 Analisa Gaya dan Momen Pile Cap



Gambar 5.2 Beban pada Poer Abutment 1

Tabel 5.68 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer abutmen 1

URAIAN	V	H _x	H _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap					
Struktur atas	1217,0			0,0	
Beban mati tambahan	350,5			227,8	
Beban Abutment	3686,3			4984,2	
Tek. Tanah Aktif 1		10972,9		21429,2	

Beban hidup					
UDL + KEL	783,6				
Pejalan Kaki	227,5				
Beban Rem		195,9		2135,3	
Beban Angin	18,0		44,0	11,7	248,8
Aksi Lingkungan					
Eq Struktur Atas		1037,5	1037,5	6017,5	6017,5
Eq Struktur Bawah		1676,1	1676,1	717,5	717,5
Tek. tanah dinamis		1244,3		3608,4	

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,25TA+1,8TB+1,2TW+1,8TP)

Tabel 5.79 Kombinasi 1 ultimit pada pile cap abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	6374,3			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	
3	Beban lajur	1,80	1410,4				
4	Tek. Tanah	1,25		13716,1		26786,5	
5	Beban Rem	1,80		352,6		3843,5	
6	Beban Angin	1,20	21,6		52,8	14,0	298,6
	Total		8507,4	14068,7	52,8	37579,2	298,6

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+30%EQy + Taq)

Tabel 5.20 Kombinasi 2 ultimit pada pile cap abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	6374,3			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	
2	Beban Gempa	1,00		2713,5	814,1	6735,0	2020,5
3	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,00		1244,3		3608,4	
	Total		7075,4	3957,8	814,1	17278,5	2020,5

Kombinasi 3 (1,3MS+2MA+30%EQx + Taq)

Tabel 5.81 Kombinasi 3 ultimit pada pile cap abutmen 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	6374,3			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	
2	Beban Gempa	1,00		814,1	2713,5	2020,5	6735,0
3	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,00		1244,3		3608,4	
	Total		7075,4	2058,4	2713,5	12564,1	6735,0

Beban vertikal ekuivalen yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \times Y}{\Sigma Y^2}$$

Dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

Mx = Momen terhadap sumbu X

My = Momen terhadap sumbu Y

X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.

Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

ΣX = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group .

ΣY = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

X = 2 meter

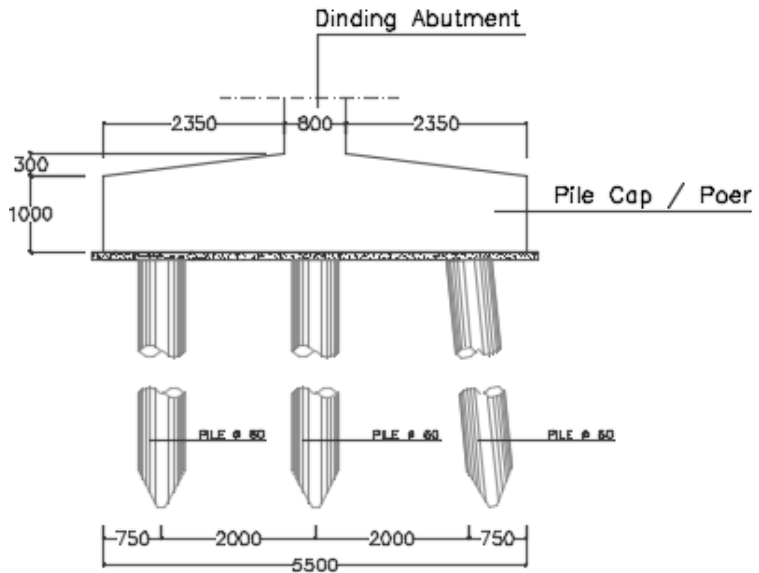
n = 12 buah

Y = 2,5 meter

Tabel 5. 92Beban ultimit gaya aksial satu tiang abutmen 1

No	x m	y m	x ² m	y ² m	komb. 1 kN	komb. 2 kN	komb. 3 kN
1	2	-3,75	4	14,06	3048,34	1588,70	1105,47
1	2	-3,75	4	14,06	3045,71	1588,70	1105,47
2	2	-1,25	4	1,56	3053,67	1642,58	1285,07
3	2	1,25	4	1,56	3061,63	1696,46	1464,67
4	2	3,75	4	14,06	3069,60	1750,34	1644,27
5	0	-3,75	0	14,06	697,01	508,80	320,22
6	0	-1,25	0	1,56	704,97	562,68	499,82
7	0	1,25	0	1,56	712,93	616,56	679,42
8	0	3,75	0	14,06	720,90	670,44	859,01
9	-2	-3,75	4	14,06	-1651,69	-571,11	-465,04
10	-2	-1,25	4	1,56	-1643,73	-517,23	-285,44
11	-2	1,25	4	1,56	-1635,76	-463,35	-105,84
12	-2	3,75	4	14,06	-1627,80	-409,47	73,76
			32	93,75			

Perhitungan Momen



Gambar 5.4 Analisis Gaya dan Momen pada Poer Abutmen 1

Tabel 5.103 Perhitungan reaksi tiang pancang abutmen 1

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	12230,60	6678,10	5499,48
$\Sigma P2$	2835,81	2358,46	2358,46
$\Sigma P3$	-6558,98	-1961,17	-782,55

Tabel 5.114 Perhitungan momen Poer abutmen 1

Reaksi Akibat	Jarak thdp Center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	2	24461,21	13356,20	10998,96
$\Sigma P2$	0	0,00	0,00	0,00
$\Sigma P3$	2	-13117,97	-3922,35	-1565,11

Momen dalam keadaan batas (ultimit) yang digunakan dalam merencanakan pile cap adalah

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 24233,37 \text{ kN.m} \\ \text{Mu}_{\text{per meter}} &= 2550,88 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

5.2.6.2 Perhitungan penulangan Poer

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 1250 \text{ mm} \\ H &= 1300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Mu} = 2574,86 \text{ kN.m/m}^2$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{2574,86}{0,8} = 3218,6 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} = \frac{3188,6 \times 10^4}{1000 \times 1562500} = 2,64 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,06}{390}} \right) \\ &= 0,0055\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,0055 & < & 0,021 \end{array} \quad \text{OK}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0055$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0055 \times 1000 \times 1250 \\ &= 6957,59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned}A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,840 \times 1000}{6957,59} \\ &= 115,53 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 100 (8038,4 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \quad \times \quad A_s \\
 &= 20\% \quad \times \quad 6957,59 \\
 &= 1391,52 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\
 &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 16^2 \\
 &= 200,96 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \quad \times \quad b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \quad \times \quad 1000}{1391,52} \\
 &= 144,42 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 125 (1607,68 mm²)

3. Kontrol Geser Pons

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
 b &= \text{Keliling tiang pancang} \quad + \quad \text{tebal pilecap (mm)} \\
 &= (\pi \times \text{Øspun pile}) \quad + \quad H \\
 &= 887,364 \quad + \quad 1300 \\
 &= 2187,364 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \text{Tebal efektif poer} \quad + \quad d' \\
 &= h \text{ pons} \quad + \quad d' \\
 &= 1300 \quad + \quad 50 \\
 &= 1350 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2187 \times 1350 \\
 &= 246078 \text{ N} \\
 &= 2460,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\
 &= \frac{859,01}{0,7} \\
 &= 1227,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_c & > & V_u \\
 2460,78 \text{ kN} & > & 1227,16 \text{ kN} \qquad \text{OK}
 \end{array}$$

4. Penulangan Geser

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 25 \text{ MPa} & d' = 50 \text{ mm} \\
 f_y = 390 \text{ MPa} & d = 1250 \text{ mm} \\
 H = 1300 \text{ mm} & \phi = 0,75 \text{ mm} \\
 b = 1000 \text{ mm} & V_u = 1287432,1 \text{ N}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1250 \\
 &= 1041667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{\quad}$$

$$= \frac{1000 \times 1250}{3}$$

$$= 416666,7 \text{ N}$$

- 1 $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$
1287432 > 390625 NOT OK
- 2 $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
390625 < 1287432 > 781250 NOT OK
- 3 $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$
781250 < 1287432 > 1093750 NOT OK
- 4 $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
1093750 < 1287432 < 2343750 OK
- 5 $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
2343750 > 1287432 < 3906250 NOT OK

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

$$A_v = 6 \times A_s$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 169$$

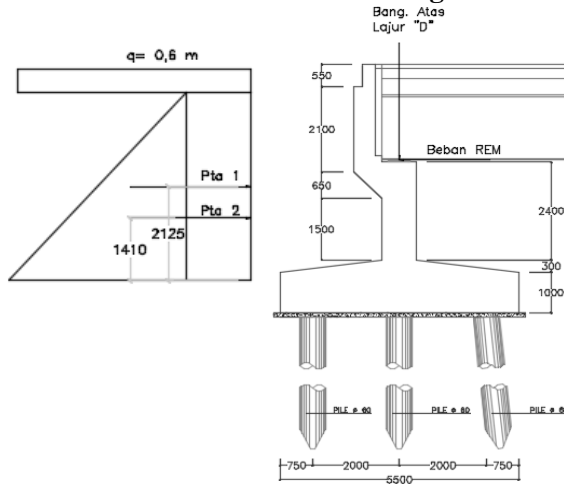
$$= 796,39 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$
$$S = \frac{796,39 \times 240 \times 1250}{416666,7}$$
$$= 573,4 \text{ mm}$$

maka dipasang tulangan geser Ø 13– 450

5.2.7 Perhitungan Dinding Abutment

5.2.7.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment



Gambar 5.5Analisa pembebanan pada dinding abutment 1

1. Beban Sendiri dinding Abutmen

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,4 \quad \times \quad 0,8 \quad \times \quad 25 \\
 &= 48 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Korbil

$$\begin{aligned}
 q &= (H_1 + H_2)/2 \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,2 \quad \times \quad 0,2 \quad \times \quad 25 \\
 &= 11 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Berat Long Stopper

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,4 \quad \times \quad 0,3 \quad \times \quad 25 \\
 &= 18 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Lajur "D"

- Beban terbagi rata

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen 1 adalah 17,5 meter, maka digunakan

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{17,5} \right) \\ = 12,21 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{BTR}} = (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}] \times L \\ = (5,5\text{m} \times 12,21 \text{ kN/m}^2) + [(7,4\text{m} - 5,5\text{m}) \times 0,5 \\ \times 12,21 \text{ kN/m}^2] \times 17,5\text{m} \\ = 270,241 \text{ kN}$$

- Beban lajur terpusat

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{DLA} = 40\% \text{ untuk } L = 17,5 \text{ m}$$

$$P_{\text{BGT}} = 5,5 \times [P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA}) + (b - 5,5) \times (P_{\text{BGT}} \times \\ (1 + \text{DLA}))] \\ = 5,5 \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (7,4\text{m} - 5,5\text{m} \times \\ (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4)))] \\ = 121,55 \text{ kN}$$

$$q_{\text{BTR}} = \frac{V_{\text{BTR}}}{B_y} = \frac{270,241}{7,4} = 36,52 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{BGT}} = \frac{V_{\text{BGT}}}{B_y} = \frac{121,6}{7,4} = 16,43 \text{ kN/m}$$

5. Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Berat jenis tanah, } \gamma_t = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tinggi tibunan, } H = 4,15 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah, } \phi = 17^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Tanah aktif} &= 0,43 \\ \text{Lebar abutmen, } B_y &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{TA1} &= q \times K_a \times H \\ &= 10,5 \times 0,43 \times 4,15 \\ &= 18,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{TA2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,43 \times 17,5 \times 4,15 \\ &= 64,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 4,15 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah } (\gamma t) &= 17,50 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 17,00^\circ \\ \text{Rencana sudut geser tembok } (\delta) &= 11,33^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif } (K_a) &= 0,43 \\ \text{Koefisien gempa horizontal } (K_h) &= 0,163 \\ \text{Koefisien Tekanan tanah dinamis} &= 0,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ E_{AE} &= \frac{17,5 \times 4,15^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5 \\ &= 74,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

7. Beban Gempa

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,682 \\ R \text{ bangunan bawah} &= 1,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R \text{ bangunan atas} &= 0,8 \\
 Wt \text{ bangunan atas} &= 1217,01 \text{ kN} \\
 Wt \text{ dinding abutmen} &= 355,20 \text{ kN} \\
 Wt \text{ Korbél} &= 81,40 \text{ kN} \\
 Wt \text{ longitudinal stopper} &= 133,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 1217,01 \text{ kN} & &= \frac{1037,50 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 1037,50 \text{ kN} & &= 140,20 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat dinding abutmen

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 355,20 \text{ kN} & &= \frac{161,50 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 161,50 \text{ kN} & &= 21,82 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat korbél

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 81,40 \text{ kN} & &= \frac{37,01 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 37,01 \text{ kN} & &= 5,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat stopper

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 133,20 \text{ kN} & &= \frac{60,56 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 60,56 \text{ kN} & &= 8,18 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. Beban Rem

$$T_B = 195,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{TB}{By} = \frac{195,9}{7,4} = 26,47 \text{ kN/m}$$

5.2.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Dinding Abutmen Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,25TA+1,8TB)

Tabel 5.125 Kombinasi 1 ultimit dinding abutmen 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN	kN	m	kN.m/m
Berat Struktur atas	1,30	1582,1		2,4	3797,1
Berat sendiri	1,30	62,4			
Berat korbel	1,30	14,3		0,5	7,2
Berat long stop	1,30	23,4		0,6	12,9
Beban mati tambahan	2,00	701,1			
Tek. Aktif 1	1,25		23,4	2,8	64,8
Tek. Aktif 2	1,25		80,9	1,4	112,0
UDL + P _{KEL}	1,80	95,3			
Beban Rem	1,80		47,7		2926,7
Total		2478,6	152,0	7,6	6920,5

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+Eq+Taq)

Tabel 5.136 Kombinasi 2 ultimit dinding abutment 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	HX	Lengan	Mx
		kN	kN	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	62,4			
Berat Struktur atas	1,30	1582,1		2,4	3797,1
Beban mati tambahan	2,00	701,1			
Gempa Bag. Atas	1,00		140,2	4,8	673,0
Gempa Breast Wall	1,00		21,8	1,2	26,2
Gempa Korbel	1,00		5,0	4,4	21,8
Gempa Long Stop	1,00		8,2	4,8	39,3
Tek.Tanah Dinamis	1,00		74,9	2,1	155,5
Total		2345,6	250,2	19,6	4712,8

5.2.8.3 Perhitungan Penulangan Dinding Abutmen 1

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 750 \text{ mm} \\ H &= 800 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 814,17 \text{ kN.m/m}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{814,17}{0,8} = 1017,72 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1017,72 \times 10^4}{1000 \times 562500} = 1,809 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

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

$$= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 1,809}{390}} \right)$$

$$= 0,00486$$

$$\begin{array}{l} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 < 0,00486 < 0,021 \end{array} \quad \text{OK}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,00486$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 1000 \times 750 \\ &= 3641,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,840 \times 1000}{3641,63} \\ &= 220,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 200 (4019,2 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3641,63 \end{aligned}$$

$$= 728,32 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1000}{728,32} \\ &= 275,92 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 250 (803,84 mm²)

3. Penulangan Geser

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 750 \text{ mm} \\ H &= 800 \text{ mm} & \phi &= 0,75 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 291594,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 750 \\ &= 625000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{1000 \times 750}{3} \\ &= 250000 \text{ N} \end{aligned}$$

- 1 $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
291594 > 234375 NOT OK
- 2 $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
234375 < 291594 < 468750 OK
- 3 $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$
468750 > 291594 < 656250 NOT OK
- 4 $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
656250 > 291594 < 1406250 NOTOK
- 5 $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
1406250 > 291594 < 2343750 NOT OK

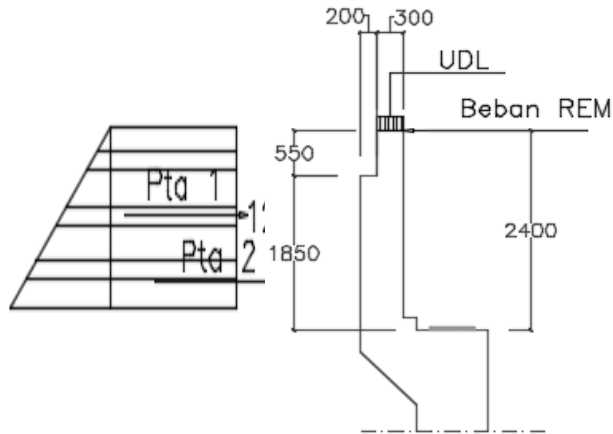
Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 169 \\
 &= 796,39 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 S &= \frac{796,39 \times 240 \times 750}{250000} \\
 &= 573,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

maka dipasang tulangan geser \emptyset 13– 450

5.2.8 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.2.8.1 Analisis Pembebanan Longitudinal Stopper



Gambar 5.6 Pembebanan pada longitudinal stopper abutmen 1

1. Beban Sendiri

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,4 \quad \times \quad 0,3 \quad \times \quad 25 \\
 &= 18 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Korbel

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,2 \quad \times \quad 0,2 \quad \times \quad 25 \\
 &= 11 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis tanah, } \gamma t &= 17,5 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Tinggi tibunan, } H &= 2,40 \text{ m} \\
 \text{Sudut geser tanah, } \phi &= 17^\circ \\
 \text{Koefisien Tanah aktif} &= 0,43
 \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{TA1} &= q \times K_a \times H \\ &= 10,5 \times 0,43 \times 2,4 \\ &= 10,93 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{TA2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,43 \times 17,5 \times 5,8 \\ &= 21,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 2,40 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah } (\gamma t) &= 17,50 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 17,00^\circ \\ \text{Rencana sudut geser tembok } (\delta) &= 11,33^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif } (K_a) &= 0,43 \\ \text{Koefisien gempa horizontal } (K_h) &= 0,163 \\ \text{Koefisien Tekanan tanah dinamis} &= 0,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ E_{AE} &= \frac{17,5 \times 2,40^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5 \\ &= 25,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,682 \\ R \text{ bangunan bawah} &= 1,5 \\ R \text{ bangunan atas} &= 0,8 \\ W_t \text{ bangunan atas} &= 1217,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Wt Korbél} &= 11 \text{ kN} \\ \text{Wt Long stopper} &= 153 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 1217,01 \text{ kN} & &= \frac{1037,50 \text{ kN}}{8,5 \text{ m}} \\ &= 1037,50 \text{ kN} & &= 122,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat korbél

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 11 \text{ kN} & &= \frac{5,00 \text{ kN}}{8,5 \text{ m}} \\ &= 5,00 \text{ kN} & &= 0,59 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat stopper

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 153 \text{ kN} & &= \frac{69,56 \text{ kN}}{10 \text{ m}} \\ &= 69,56 \text{ kN} & &= 8,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

7. Beban Rem

$$\begin{aligned} T_B &= 195,9 \text{ kN} \\ q &= \frac{T_B}{B_y} = \frac{195,9}{10} \\ &= 26,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

Kombinasi 1 (1,3MS+1,25TA+1,8TB)

Tabel 5.147 Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutmen 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN/m	kN/m	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	37,70		1,20	45,24
Tek. Aktif 1	1,25		13,53	1,20	16,24
Tek. Aktif 2	1,25		27,07	0,80	21,66
Beban Rem	1,80		41,48	2,40	99,56
Total		37,70	82,09		182,70

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+Eq+Taq)

Tabel 5. 158 Kombinasi 2 ultimit Long Stopper abutmen 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN/m	kN/m	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	37,70		1,20	45,24
Beban Gempa	1,25		163,54	2,40	392,49
Tek. Tanah. Dinamis	1,25		31,33	1,20	37,60
Total		37,70	194,87		475,33

5.3.8.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f'c &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 fy &= 390 \text{ MPa} & d &= 270 \text{ mm} \\
 H &= 300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 55,92 \text{ kN.m/m'}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{55,92}{0,8} = 69,9 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{69,9 \times 10^4}{1000 \times 72900} = 0,959 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 0,959}{390}} \right) \\ &= 0,00252\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 > 0,00252 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 270 \\ &= 969,23 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned}
 As &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \times 1000}{969,23} \\
 &= 207,34 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 200 (1004,8 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 As' &= 20\% \times As \\
 &= 20\% \times 969,23 \\
 &= 193,846 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned}
 As &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,67 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

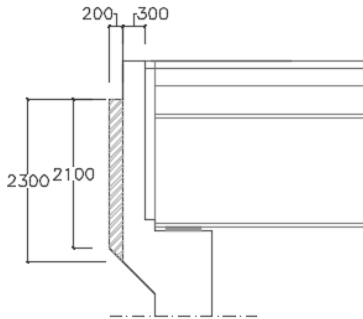
Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,67 \times 1000}{193,846} \\
 &= 684,38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13 – 650 (204,1 mm²)

5.2.9 Perhitungan Korbek Belakang

5.2.9.1 Analisis Pembebanan Korbek



Gambar 5.7 Pembebanan pada korbek abutmen 1

1. Beban Sendiri

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,2 \quad \times \quad 0,2 \quad \times \quad 25 \\
 &= 11 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Pelat Injak

$$\begin{aligned}
 q1 &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 0,25 \quad \times \quad 3,5 \quad \times \quad 25 \\
 &= 21,87 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q2 &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 0,5 \quad \times \quad 05 \quad \times \quad 25 \\
 &= 6,25 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= q1 + q2 \\
 &= 11 \text{ kN/m} + 6,25 \text{ kN/m} \\
 &= 28,13 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,1 \times 3,5 \times 22 \\
 &= 7,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Genangan Air

$$\begin{aligned}
 q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,1 \times 3,5 \times 9,8 \\
 &= 3,43 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban UDL

$$\begin{aligned}
 q_{UDL} &= q \times L \\
 &= 9 \times 4 \\
 &= 36 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.9.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel

Kombinasi 1 (1,3MS+1,25MA+1,8TD)

Tabel 5.29 Kombinasi 1 ultimit Korbel abutmen 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Lengan	Mx
		kN	m	kN.m
Berat sendiri	1,30	11,00	1,15	12,65
Berat Pelat Injak	1,30	28,13	1,15	32,34
Berat Aspal	2,00	7,70	0,77	5,90
Beban Air Hujan	2,00	3,43	0,51	1,75
Beban UDL	1,80	31,50	2,30	72,45
Total		81,76		125,10

5.1.7.3 Perhitungan Penulangan Korbel

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 170 \text{ mm} \\
 H &= 200 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 14,71 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14,71}{0,8} = 18,39 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{18,39 \times 10^6}{1000 \times 28900} = 0,637 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 0,637}{390}} \right) \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 > 0,0016 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \quad \times \quad b \quad \times \quad d \\ &= 0,0036 \quad \times \quad 1000 \quad \times \quad 170 \\ &= 610,25 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 19

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\ &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 19^2 \\ &= 283,38 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \quad \times \quad b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,38 \quad \times \quad 1000}{610,25} \\ &= 464,37 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D19 – 450 (666,78 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \quad \times \quad A_s \\ &= 20\% \quad \times \quad 610,25 \\ &= 122,05 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 10

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\ &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 10^2 \\ &= 78,5 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{78,5 \times 1000}{122,05} \\
 &= 643,17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D10 – 625 (125,6 mm²)

3. Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 170 \text{ mm} \\
 H &= 200 \text{ mm} & \phi &= 0,75 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 81755 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 170 \\
 &= 141667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 170}{3} \\
 &= 56666,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl}
 1 & V_u < 0,5 \times \phi \times V_c \\
 & 81755 > 53125 & \text{NOT OK}
 \end{array}$$

$$2 \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$53125 < 81755 < 106250 \quad \text{OK}$$

$$3 \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$106250 > 81755 < 148750 \quad \text{NOT OK}$$

$$4 \quad \phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$148750 > 81755 < 318750 \quad \text{NOTOK}$$

$$5 \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$318750 > 81755 < 531250 \quad \text{NOT OK}$$

Direncanakan tulangan geser 1 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

$$A_v = 1 \times A_s$$

$$= 1 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 1 \times 0,25 \times 3,14 \times 169$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{132,73 \times 240 \times 170}{56666,7}$$

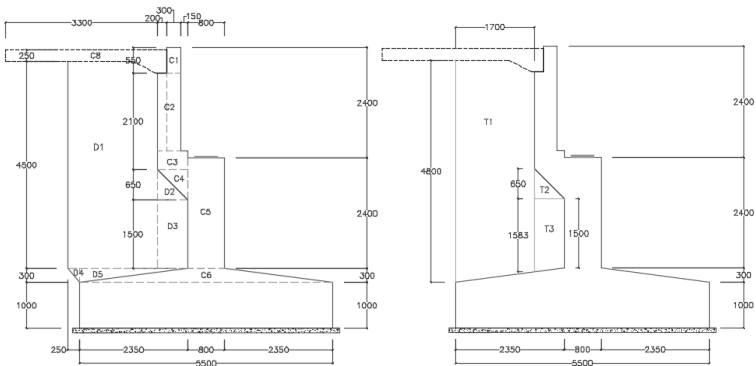
$$= 95,56 \text{ mm}$$

maka dipasang tulangan geser \emptyset 13– 100

5.3 Preliminari Abutmen 2 (Bentang 50)

5.3.1 Pembenanangan pada Abutment 2

➤ Berat Sendiri Abutment



Gambar 5.8 Dimensi berat sendiri abutment 2

Tabel 5.30 Berat sendiri bangunan bawah perhitungan abutment 2

Bagian	Parameter berat bagian			γ (kN/m ³)	Berat/W (kN)	Lengan Tdp alas		W . x kN.m	W . z kN.m
	b (m)	h (m)	L (m)			x (m)	z (m)		
C1	0,30	0,55	8,5	25	35,1	0,70	5,83	24,5	204,2
C2	0,50	1,70	8,5	25	180,6	0,80	4,70	144,5	848,9
C3	0,50	0,40	8,5	25	42,5	0,73	3,65	30,8	155,1
C4	0,65	0,33	8,5	25	44,9	0,62	3,02	27,7	135,4
C5	0,80	2,40	8,5	25	408,0	0,00	2,50	0,0	1020,0
C6	2,90	0,30	9,5	25	206,6	0,00	1,10	0,0	227,3
C7	5,50	1,00	9,5	25	1306,3	0,00	0,50	0,0	653,1
C8	3,50	0,25	8,5	25	185,9	2,60	5,93	483,4	1101,7
D1	1,95	4,50	0,5	25	109,7	1,38	3,55	150,8	389,4
D2	0,65	0,33	0,5	25	2,6	0,62	3,02	1,6	8,0
D3	0,65	1,50	0,5	25	12,2	0,73	2,05	8,8	25,0
D4	0,50	0,15	0,5	25	0,9	2,67	1,10	2,5	1,0
D5	2,10	0,15	0,5	25	3,9	1,10	1,10	4,3	4,3
T1	1,45	4,50	8,5	17,5	970,6	1,78	3,55	1722,8	3445,6
T2	0,65	0,33	8,5	17,5	31,4	0,62	3,02	19,4	94,8
T3	0,65	1,50	8,5	17,5	145,0	0,73	2,05	105,1	297,3
Berat Abutment Wh =					3686,33	kN	Mh =	2726	8611

Letak titik berat terhadap titik O

$$\begin{aligned} X &= \frac{\text{Momen Y}}{W \text{ Total}} \\ &= \frac{8611 \text{ kN.m}}{3686,33 \text{ kN}} \\ &= 1,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{\text{Momen X}}{W \text{ Total}} \\ &= \frac{2726 \text{ kN.m}}{3686,33 \text{ kN}} \\ &= 0,43 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ **Berat Sendiri Bangunan Atas**

Berat bangunan atas diperoleh dari *Output* program SAP2000. Dengan panjang bentang setengah dari panjang bentang yang di tinjau (50 m).

Tabel 5.31 Berat sendiri bangunan atas perhitungan abutment 1

BAGIAN	Panjang	Berat Jenis	Total	V abt
	(m)	(kN/m ³)	(kN)	(kN)
Pelat Lantai Kendaraan	50	25	2264,4	1132,2
Lapisan Aspal + <i>Overlay</i>	50	22	814	407
Genangan Air Hujan	50	9,8	181,3	90,65
Diafragma	50	77	33,7	16,85
Balok Baja	50	77	169,8	849,3
Trotoar	50	25	693,9	346,95
Jumlah				2843,95

Rekapitulasi berat sendiri

No	Jenis Konstruksi	Pms (kN)
1	Struktur atas	2843,95

2	Struktur bawah	3686,33
	PMS =	6529,28

➤ **Beban Lajur “D”**

Dalam perencanaan desain Jembatan Morowudi II menggunakan sistem balok menerus. Menentukan panjang bentang berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.6**, dalam perhitungan beban lajur “D” digunakan panjang bentang ekuivalen L_E :

$$L_{av} = \frac{35 \text{ m} + 50 \text{ m}}{2} = 42,5 \text{ m}$$

$$L_{max} = 50 \text{ m}$$

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}}$$

$$L_E = \sqrt{42,5 \text{ m} \times 50 \text{ m}}$$

$$= 46 \text{ m}$$

- Beban terbagi rata

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban terbagi rata bentang 46 meter sebagai berikut :

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen 2 adalah 25 meter, maka digunakan

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{25} \right)$$

$$= 9,90 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{BTR} = (5,5 \times q_{BTR}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}] \times L$$

$$= (5,5 \text{ m} \times 9,90 \text{ kN/m}^2) + [(7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times 0,5$$

$$\times 9,90 \text{ kN/m}^2] \times 25 \text{ m}$$

$$= 289,57 \text{ kN}$$

- Beban lajur terpusat

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$DLA = 40\% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= 5,5 \times [P_{BGT} \times (1 + DLA) + (b - 5,5) \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))] \\ &= 5,5 \text{ m} \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m} \times (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4)))] \\ &= 121,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi, P_{total} dikalikan 2 karena terdapat 2 lajur.

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (P_{BTR} + P_{BGT}) \times 2 \\ &= (289,57 \text{ kN} + 121,55 \text{ kN}) \times 2 \\ &= 822,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ **Beban Pejalan Kaki (Pendestrian)**

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.9**, beban pejalan kaki direncanakan 5 kN/m^2 . Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{Luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

sehingga di dapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar :

$$\text{Panjang jembatan, } L = 25 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar, } b = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, } n = 2$$

$$\text{Luas trotoar, } A = 25 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2$$

$$= 65 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{TP} &= 65 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 325,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ **Gaya Rem**

Gaya rem berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.7**, pada bentang 17,5 meter dengan 2 lajur lalu lintas sebesar 5% dari total beban lajur “D”.

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)} \\ &= h \text{ girder} + h \text{ dinding abutmen} + \text{pilecap abutmen} \\ &= 1,75 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 1,3 \text{ m} \\ &= 5,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem adalah:

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 391,79 \text{ kN} \times 5,45 \text{ m} \\ &= 2135,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

➤ **Beban Angin**

Terdapat dua beban angin yaitu beban angin melintang jembatan dan beban angin yang meniup kendaraan yang berjalan diatas jembatan.

Beban angin dengan arah melintang jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Tabel 5.162 Beban angin (V_w) abutment 1

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Bedasarkan **SNI 1725 – 2016** didapat bilai koefisien seret

$$C_w = 1,2$$

Beban angin, V_w (tabel 5.3)

$$\text{Kondisi layan} = 25 \text{ m/s}$$

Kondisi ultimit = 30 m/s

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin,

$$\begin{aligned} Ab1 &= \text{Tinggi bangunan atas}(ha) \times \text{Panjang bentang}(L) \\ &= 3,3 \text{ m} \times 25 \text{ m} \\ &= 82,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0006 \times 1,2 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 82,5 \text{ m}^2 \\ &= 37,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutmen} + ha/2 \\ &= 1,3 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 1,65 \text{ m} \\ &= 5,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\ &= 198,62 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Beban angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.00012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,00012 \times 1,2 \times 25^2 \\ &= 0,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, $h_k = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan, $x = 1,75 \text{ m}$

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times T_{EW} \times L \\ T_{EW2} &= 2 \times \frac{0,5 \times 2 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,9 \text{ kN} \times 25 \text{ m} \\ &= 25,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW2} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutmen} + h_a \\ &= 1,3 \text{ m} + 2,4 \text{ m} + 2,4 \text{ m} \\ &= 6,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\ &= 156,85 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Rekapitulasi beban angin total

Total beban angin pada abutmen	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$	33,75 kN
Total momen pada abutmen	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$	194,06 kN.m

➤ Tekanan Tanah Aktif

Beban akibat tekanan tanah berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 7.4**, dihitung berdasarkan sifat –sifat tanah (kepadatan, kadar kelembapan, kohesi sudut geser, dan lain sebagainya).

$$\begin{aligned} \text{Berat jenis tanah, } \gamma_t &= 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi timbunan, } H &= 5,80 \text{ m} \\ \text{Sudut geser tanah, } \phi &= 17^\circ \\ \text{Lebar abutmen, } B_y &= 8,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,5 \text{ kN/m} \\ K_a &= \text{Tan}^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \text{Tan}^2(45^\circ - 17^\circ/2) \\ &= 0,43 \end{aligned}$$

Gaya		Ta (kN)	Lengan	y (m)	M _{TA} (kN.m)
P _{Ta1} =	q x Ka x H x By	222,42	H/2	2,90	645,03
P _{Ta2} =	0,5 x Ka x γt x H ² x By	10750,4	H/3	1,93	20784,20

Rekapitulasi beban tekanan tanah

Total beban akibat tekanant tanah	P _{Ta} = P _{Ta1} + P _{Ta2}	10972,90 kN
Total momen pada abutmen	M _{Ta} = M _{Ta1} + M _{Ta2}	21429,20 kN.m

➤ **Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa**

Pada perhitungan tekanan tanah aktif akibat gempa, diasumsikan tembok penahan tanah bersifat flexibel sesuai dengan **RSNI Gempa Jembatan 2833 – 2013 Pasal 9.6**.

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa :

Tinggi timbunan (H)	= 5,80 m
Berat jenis tanah (γt)	= 17,50 kN/m ³
Sudut geser tanah (φ)	= 17,00°
Rencana sudut geser tembok (δ)	= 11,33°
Sudut Kemiringan timbunan (α)	= 0,00°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok(β)	= 0,00°
Koefisien tanah aktif (Ka)	= 0,43
Koefisien gempa horizontal (Kh)	= As x 0,5
	= 0,25 x 1,3 x 0,5
	= 0,163
Sudut geser tanah nominal (θ)	= Tan ⁻¹ Kh
	= 9,235°

Koefisien Tekanan tanah dinamis (K_{AE})

$$\begin{aligned} \mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left(1 + \sqrt{\frac{0,4746 \times 0,2924}{0,8802 \times 1}} \right)^2 \\ &= (1 + 0,397)^2 \\ &= 1,95 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{0,897}{1,95 \times 0,99 \times 1,00 \times 0,94} \\ &= 0,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ E_{AE} &= \frac{17,5 \times 5,80^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5 \\ &= 146,38 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutmen (By) sebesar 10 m.

$$\begin{aligned} E_{AE} &= 146,38 \text{ kN/m} \times 8,5 \text{ m} \\ &= 1244,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ **Beban Gempa**

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa Jembatan 2833 – 2013. Beban gempa dianggap sebagai gaya horisontal yang ditentukan berdasarkan perkalian koefisien elastik (Csm) dengan berat struktur ekuivalen kemudian dibagi dengan faktor modifikasi respon (R).

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (RSNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1)}$$

Menentukan kelas situs tanah**Tabel 5.33** Hasil pengolahan data N-SPT tanah abutment 2

Tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	ti/N
2,4	Lempung berlanau sedikit pasir	12,00	0,200
5,8	Lempung berpasir	41,00	0,141
7,6	Lempung berlanau	68,00	0,112
4,6	Lempung berlanau	63,00	0,073
4,6	Batu lempung	94,00	0,049
5,0	Batu lempung	175,00	0,029
30		Jumlah	0,604

$$N = \frac{\sum ti}{\sum (ti/N)} = \frac{30}{0,604} = 49,69$$

Dengan nilai N = 49,69 maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, tanah sedang.

Tabel 5.34Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

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	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_{u} < 50$
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	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 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		

Menentukan faktor situs

Penentuan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**.

Tabel 5.35Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (FPGA / Fa)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
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

PGA	0,3	0,35	0,4
Ss	0,5	0,55	0,75
F_{PGA}	1,2	x	1,1
Fa	1,4	y	1,2

x = 1,15
y = 1,24

Didapat nilai $FPGA = 1,15$ dan $Fa = 1,24$ dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5.36Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S₁	0,2	0,23	0,3	x = 1,85
F_v	2	x	1,8	

Didapat nilai $F_v = 1,85$ dengan menggunakan interpolasi.

Respon spektrum rencana

Dengan nilai yang didapat dari PGA , S_s , dan S_1 serta nilai faktor implikasi F_{PGA} , F_a , F_v . Maka dapat dihitung

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA & S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,15 \times 0,35 & &= 1,85 \times 0,23 \\ &= 0,40 & &= 0,42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,24 \times 0,55 \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat digunakan menghitung periode (T)

$$T = 0,2 \text{ (Periode pendek)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,42}{0,68} = 0,61$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,61 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $T_0 = 0,12 < T = 0,2 < T_s = 0,61$, berdasarkan **RSNI Gempa Jembatan 2833-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat ke dua sehingga nilai C_{SM} adalah :

$$C_{sm} = S_{DS} = 0,68$$

Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5.37 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

Maka didapat R sebesar 0,8, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

W_T = Berat sendiri bangunan atas + Beban mati tambahan

$$W_T = 1217,01 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_{Q1} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,682}{0,8} \times 1217,01 \text{ kN} \\ &= 1037,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.38 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

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

W_T = Beban mati abutmen

$W_T = 3686,33 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 E_{Q2} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 3686,33 \text{ kN} \\
 &= 16176,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned}
 \text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\
 &= 1037,5 \text{ kN} + 16176,1 \text{ kN} \\
 &= 27113,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.3.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari beberapa analisis yang dihasilkan, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center poer.

Tabel 5.39 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutmen 2

URAIAN	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap						
Struktur atas	MS	2843,0				

Beban mati tambahan	MA	350,5			227,8	
Beban Abutment	MS	3686,3			4984,2	
Tek. Tanah Aktif 1	TA		10972,9		21429,2	
Pengaruh beban hidup						
UDL + KEL	TD	822,3				
Pejalan Kaki	TP	325,0				
Beban Rem	TB		205,6		2240,6	
Beban Angin	EW	25,7		62,8	16,7	355,5
Aksi Lingkungan						
Eq Struktur Atas	EQ		2423,6	2423,6	14057,0	14057,0
Eq Struktur Bawah	EQ		1676,1	1676,1	717,5	717,5
Tek. tanah dinamis	EQ		1244,3		3608,4	

Kombinasi 1 (MS+MA+TP+TD+TA)

Tabel 5.40 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	6529,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Pejalan Kaki	1,0	325,0				
4	Beban lajur	1,0	822,3				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
	Total		8027,1	10972,9	0,0	26641,3	0,0

Kombinasi 2 (MS+MA+TB+TD+TA)

Tabel 5.41 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	6529,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Rem	1,0		205,6		2240,6	
4	Beban lajur	1,0	822,3				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
	Total		7702,1	11178,4	0,0	28881,9	0,0

Kombinasi 3 (MS+MA+TB+TD+TA+EW)

Tabel 5.42 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	6529,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Rem	1,0		205,6		2240,6	
4	Beban lajur	1,0	822,3				
5	Tek. Tanah	1,0		10972,9		21429,2	
6	Beban Angin		25,7		62,8	16,7	355,5
	Total		7727,8	11178,4	62,8	28898,6	355,5

Kombinasi 4 (MS+MA+EQ)

Tabel 5.4317 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen 2

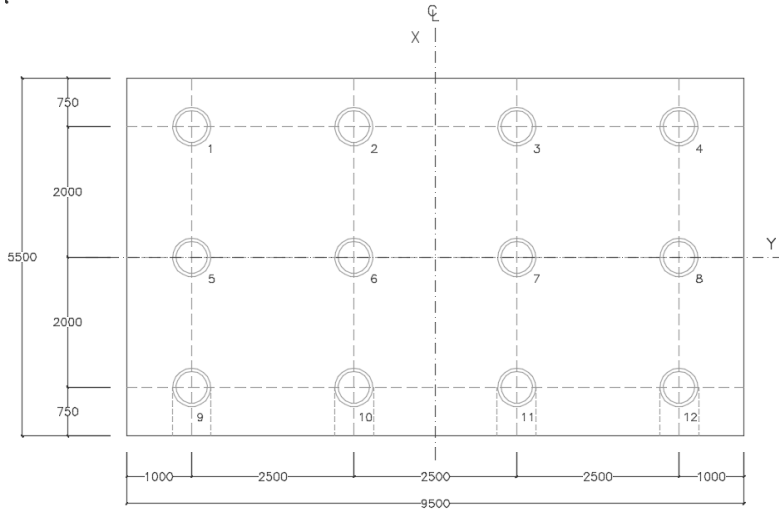
No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	6529,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Gempa	1,0		4099,7	1229,9	14774,5	4432,3
4	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,0		1244,3		3608,4	
	Total		6879,8	5344,0	1229,9	23594,9	4432,3

Kombinasi 5 (MS+MA+EQ)

Tabel 5.44 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,0	6529,3			4984,2	
2	Beban mati tambahan	1,0	350,5			227,8	
3	Beban Gempa	1,0		1229,9	4100	4432,3	14774,5
4	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,0		1244,3		3608,4	
	Total		6879,8	2474,2	4100	13252,8	14774,5

Konfigurasi tiang pancang



Gambar 5.9 Konfigurasi tiang pancang abutment 2

Tiang-tiang dalam satu kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban vertika (V), horizontal (H), dan momen (M), maka beban vertikal ekuivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2}$$

Dimana,

- V = beban vertikal dari kolom
 n = banyak tiang dalam 1 group
 M_x = Momen terhadap sumbu X
 M_y = Momen terhadap sumbu Y
 X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
 Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 ΣX = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group .
 ΣY = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

$$X = 2 \text{ meter} \quad n = 12 \text{ buah}$$

$$Y = 2,5 \text{ meter}$$

Tabel 5.45Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang abutmen 2

No	x	y	x ²	y ²	komb. 1	komb. 2	komb. 3	komb. 4	komb. 5
	m	m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN
1	2	-3,8	4	14,1	2334,0	2447,0	2435,9	1870,7	810,6
2	2	-1,3	4	1,6	2334,0	2447,0	2445,4	1988,9	1204,6
3	2	1,3	4	1,6	2334,0	2447,0	2454,9	2107,1	1598,6
4	2	3,8	4	14,1	2334,0	2447,0	2464,4	2225,3	1992,6
5	0	-3,8	0	14,1	668,9	641,8	629,8	396,0	-17,7
6	0	-1,3	0	1,6	668,9	641,8	639,2	514,2	376,3
7	0	1,3	0	1,6	668,9	641,8	648,7	632,4	770,3
8	0	3,8	0	14,1	668,9	641,8	658,2	750,6	1164,3
9	-2	-3,8	4	14,1	-996,2	-1163,3	-1176,4	-1078,7	-846,0
10	-2	-1,3	4	1,6	-996,2	-1163,3	-1166,9	-960,5	-452,0
11	-2	1,3	4	1,6	-996,2	-1163,3	-1157,4	-842,3	-58,0
12	-2	3,8	4	14,1	-996,2	-1163,3	-1148,0	-724,1	336,0

Gaya terbesar yang diterima oleh tiang (P_{max}) adalah 2464,36kN. Dan gaya minimum (P_{min}) adalah 1176,40 kN.

5.3.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.15 didapatkan nilai maksimum gaya aksial tiang pancang (P_{max}) akibat beban tetap (Kombinasi 1, 2, 3) sebesar 2446,96 kN. Dalam hal ini di dapatkan berupa kemampuan tiang dalam menahan gaya aksial tekan saja, maka akan di kontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung berdasarkan diameter tiang pancang 0,60 meter dan data penyelidikan tanah SPT. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff*.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_c \times A_p$$

$$Q_s = \sum l_i \cdot f_i + A_{st}$$

Dimana,

Q_p = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

Q_s = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

q_c = 20 N , untuk clay / silt. 40 N , untuk sand (ton/m)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

l_i = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pad selimut tiang

= N maksimum 12 ton/ m^2 , untuk clay / silt

= N/5 maksimum 10 ton/ m^2 , untuk sand

A_{st} = Keliling penampang tiang (m)

Data Perencanaan Tiang Pancang :

D_{pile} = 0,6 m

A_p = 0,2826 m^2

A_{st} = 1,884 m

SF = 2, Untuk beban gempa

SF = 3, Untuk beban tetap

Tabel 5.46 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m abutmen 2

Depth (m)	Tanah	N (SPT)	Qd (t/m ²)	f _i (t/m ²)	li . Fi (t/m)	U . Σli . fi (t/m)	A . Qd (t/m ²)
0	C	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00
2	C	12	46,80	6	12,00	12,00	13,23
4	C	8	31,20	4	8,00	37,68	8,82
6	C	15	58,50	7,5	15,00	65,94	16,53
8	C	18	70,20	9	18,00	99,85	19,84
10	C	12	46,80	6	12,00	122,46	13,23
12	C	16	62,40	8	16,00	152,60	17,63
14	C	18	70,20	9	18,00	186,52	19,84
16	C	22	85,80	11	22,00	227,96	24,25
18	C	26	101,40	12	24,00	273,18	28,66
20	C	37	144,30	12	24,00	318,40	40,78
22	C	43	167,70	12	24,00	363,61	47,39
24	C	51	198,90	12	24,00	408,83	56,21
26	C	55	214,50	12	24,00	454,04	60,62
28	C	60	234,00	12	24,00	499,26	66,13
30	C	60	234,00	12	24,00	544,48	66,13

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m

Depth (m)	Ru (ton)	P = Ra / SF	
		SF = 2	SF = 3
0	0,00	0,00	0,00
2	23,81	11,91	7,94
4	43,67	21,84	14,56
6	78,23	39,12	26,08
8	114,04	57,02	38,01
10	128,62	64,31	42,87
12	161,76	80,88	53,92
14	196,46	98,23	65,49
16	240,91	120,45	80,30
18	289,12	144,56	96,37
20	345,05	172,52	115,02
22	395,46	197,73	131,82
24	448,08	224,04	149,36
26	496,29	248,15	165,43
28	545,61	272,80	181,87
30	589,41	294,70	196,47

5.3.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Seiler Keeney*:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right)$$

Dimana ,

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = Jarak antar tiang (m)

$$\begin{aligned} \eta &= \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right) \\ &= \left(1 - \frac{36 \times 2 \times (4+3-2)}{(75 \times 2^2 - 7) \times (4+3-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{4+3} \right) \\ &= (1 - 0,205) + (0,043) \\ &= 0,84 \end{aligned}$$

5.3.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Sebelumnya telah di dapatkan P yang terjadi maka perlu dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap momen, dan geser pons untuk mengetahui kemampuan geser tiang. Perencanaan tiang pancang berdasarkan tiang pancang yang ada di pasaran yaitu dari wika pile classification.

- Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m
- Tebal (d) = 0,1 m
- Kelas = A1
- Mutu beton = 498 Mpa
- Allowable axial load = 2527 kN
- Bending momen crack = 170 kN.m
- Bending momen ultimit = 255 kN.m
- Modulus elastisitas beton = 33892,2 Mpa
- Momen inersia = 635682 cm⁴

5.3.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung tiang sangat menentukan dimana tiang akan ditanam. Daya dukung terendah digunakan sebagai daya dukung ijin.

Kontrol kekuatan bahan

Kekuatan tiang terhadap gaya aksial vertikal tekan (maksimal) harus lebih besar dari beban yang diterima tiang

P bahan	>	P aksial	
2527 kN	>	2464,36 kN	OK
Pu bahan	>	Pu Tanah	
5054 kN	>	4963 kN	OK

Kontrol terhadap daya dukung tanah

Daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang diperoleh dari data tanah dengan perumusan meyerhoff.

P DDT	>	P aksial terjadi	
2481,5 kN	>	2446,96 kN	OK
1654,3 kN	>	1176,40 kN	OK

5.3.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya yang bekerja searah sumbu x diantaranya: Beban rem, 100% beban akibat gempa (struktur atas dan bawah), tekanan tanah dinamis aktif

$$\begin{aligned} H_x &= 205,56 \text{ kN} + 4099,67 \text{ kN} + 1244,29 \text{ kN} \\ &= 5549,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja searah sumbu y diantaranya : Beban angin, 30% akibat gempa (struktur atas dan bawah)

$$\begin{aligned} H_y &= 62,8 \text{ kN} + 1229,90 \text{ kN} \\ &= 1292,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\
 &= ((5549,52 \text{ kN})^2 + (1292,7 \text{ kN})^2)^{0,5} \\
 &= 5698,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{per tiang}} &= \frac{H}{\text{Jumlah tiang}} \\
 &= \frac{5698,1 \text{ kN}}{12} \\
 &= 474,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung tiang untuk menahan gaya horizontal yang diijinkan adanya pergeseran ujung tiang sebesar d.

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta_a$$

Dimana,

H_a = Daya Dukung horizontal yang diijinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan(kg)

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm-1)

δ_a = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)
= 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari(cm)
= 1 cm

E_o = Modulus deformasi tanah
= 28 N-SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned}
 k &= 0,2 \times E_0 \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 15,1 \times 0,046 \times 1 \\
 &= 3,92
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 &= \left(\frac{3,92 \times 60}{4 \times 338922 \times 635682} \right)^{0,25} \\
 &= 0,00406
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\
 &= \frac{3,92 \times 60}{0,00406} \times 1 \\
 &= 57893 \text{ kg} \\
 &= 578,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{pertiang}} &< H_a \\
 474,84 \text{ kN} &< 578,93 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.3.5.3 Kontrol terhadap Momen

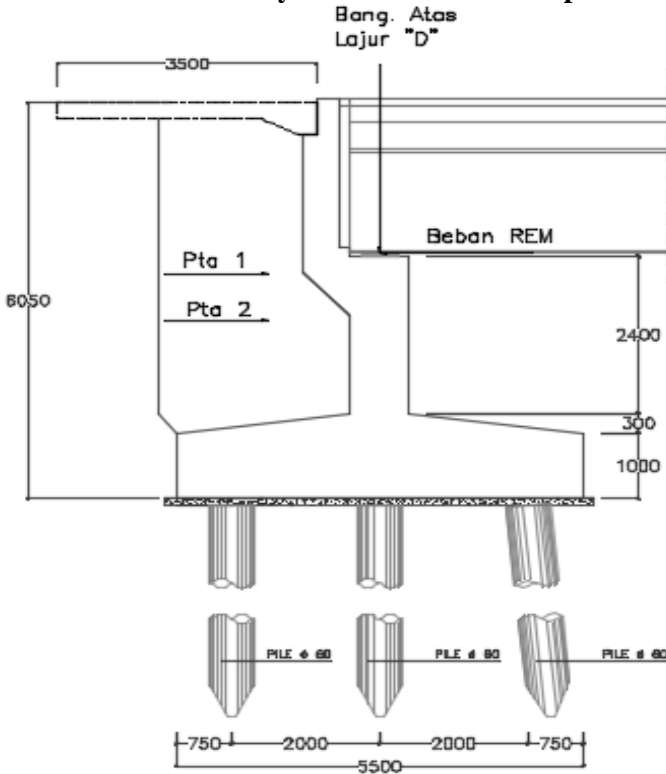
Kontrol momen dilakukan untuk memperoleh momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang.

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right) \\
 &= 0,2079 \times \left(\frac{47484,14}{2 \times 0,00406} \right) \\
 &= 1214219 \text{ kg.m} \\
 &= 121,42 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{crack}} &> M_{\text{max}} \\
 170 \text{ kN} &> 121,42 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.3.6 Perhitungan Pile Cap (Poer)

5.3.6.1 Analisa Gaya dan Momen Pile Cap



Gambar 5.10 Beban pada Poer Abutment 2

Tabel 5.47 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer abutmen 2

URAIAN	V	H _x	H _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap					
Struktur atas	2843,0			0,0	
Beban mati tambahan	350,5			227,8	
Beban Abutment	3686,3			4984,2	
Tek. Tanah Aktif 1		10972,9		21429,2	

Beban hidup					
UDL + KEL	822,3				
Pejalan Kaki	325,0				
Beban Rem		205,6		2240,6	
Beban Angin	25,7		62,8	16,7	355,5
Aksi Lingkungan					
Eq Struktur Atas		2423,6	2423,6	14057,0	14057,0
Eq Struktur Bawah		1676,1	1676,1	717,5	717,5
Tek. tanah dinamis		1244,3		3608,4	

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,25TA+1,8TB+1,2TW+1,8TP)

Tabel 5.48 Kombinasi 1 ultimit pada pile cap abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	8488,1			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	
3	Beban lajur	1,80	1410,4				
4	Tek. Tanah	1,25		13716,1		26786,5	
5	Beban Rem	1,80		370,0		4033,0	
6	Beban Angin	1,20	30,9		75,4	20,1	426,6
Total			10700,0	14086,1	75,4	37774,9	426,6

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+30%EQy + Taq)

Tabel 5.18 Kombinasi 2 ultimit pada pile cap abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	8488,1			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	
2	Beban Gempa	1,00		4099,7	1229,9	14774,5	4432,3
3	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,00		1244,3		3608,4	
Total			9189,1	5344,0	1229,9	25318,0	4432,3

Kombinasi 3 (1,3MS+2MA+30%EQx + Taq)

Tabel 5.19 Kombinasi 3 ultimit pada pile cap abutmen 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	8488,1			6479,5	
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1			455,7	

2	Beban Gempa	1,00		1229,9	4099,7	4432,3	14774,5
3	Tek. Dinamis Ax. Gempa	1,00		1244,3		3608,4	
Total				9189,1	2474,2	4099,7	14975,9

Beban vertikal ekivalen yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \times Y}{\Sigma Y^2}$$

Dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

M_x = Momen terhadap sumbu X

M_y = Momen terhadap sumbu Y

X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.

Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

ΣX = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group .

ΣY = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

X = 2 meter

n = 12 buah

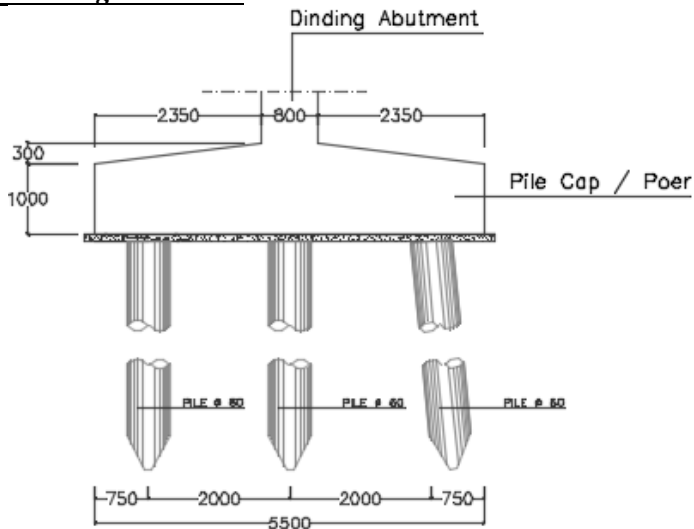
Y = 2,5 meter

Tabel 5.20 Beban ultimit gaya aksial satu tiang abutmen 2

No	x m	y m	x ² m	y ² m	komb. 1 kN	komb. 2 kN	komb. 3 kN
1	2	-3,75	4	14,06	3235,53	2170,84	1110,78
2	2	-1,25	4	1,56	3246,91	2289,04	1504,76
3	2	1,25	4	1,56	3258,28	2407,23	1898,75
4	2	3,75	4	14,06	3269,66	2525,43	2292,73
5	0	-3,75	0	14,06	874,61	588,47	174,78
6	0	-1,25	0	1,56	885,98	706,66	568,77
7	0	1,25	0	1,56	897,36	824,86	962,75

8	0	3,75	0	14,06	908,73	943,05	1356,74
9	-2	-3,75	4	14,06	-1486,32	-993,91	-761,21
10	-2	-1,25	4	1,56	-1474,95	-875,72	-367,23
11	-2	1,25	4	1,56	-1463,57	-757,52	26,76
12	-2	3,75	4	14,06	-1452,20	-639,32	420,74
			32	93,75			

Perhitungan Momen



Gambar 5.11 Analisis Gaya dan Momen pada Poer Abutmen 2

Tabel 5.21 Perhitungan reaksi tiang pancang abutmen 2

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	13010,39	9392,55	6807,02
$\Sigma P2$	3566,67	3063,04	3063,04
$\Sigma P3$	-5877,04	-3266,47	-680,94

Tabel 5.22 Perhitungan momen Poer abutmen 2

Reaksi Akibat	Jarak thdp Center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	2	26020,78	18785,09	13614,03

$\Sigma P2$	0	0,00	0,00	0,00
$\Sigma P3$	2	-11754,08	-6532,94	-1361,88

Momen dalam keadaan batas (ultimit) yang digunakan dalam merencanakan pile cap adalah

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 26020,78 \text{ kN.m} \\ \text{Mu}_{\text{per meter}} &= 2739,029 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

5.3.6.2 Perhitungan penulangan Poer

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 1250 \text{ mm} \\ H &= 1300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Mu} = 2739,029 \text{ kN.m/m}^2$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{2739,025}{0,8} = 3423,8 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} = \frac{3423,08 \times 10^4}{1000 \times 1562500} = 2,19 \text{ N/mm}^2$$

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

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

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

$$= 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,19}{390}} \right) \\ &= 0,0059 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 < 0,0059 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0059$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0059 \times 1000 \times 1250 \\ &= 7428,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,840 \times 1000}{7428,23} \\ &= 108,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 100 (8038,4 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \quad \times \quad A_s \\ &= 20\% \quad \times \quad 7428,23 \\ &= 1485,65 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\ &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 16^2 \\ &= 200,96 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \quad \times \quad b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \quad \times \quad 1000}{1485,65} \\ &= 135,27 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 125 (1607,68 mm²)

3. Kontrol Geser Pons

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} b &= \text{Keliling tiang pancang} \quad + \quad \text{tebal pilecap (mm)} \\ &= (\pi \times \text{Øspun pile}) \quad + \quad H \\ &= 887,364 \quad + \quad 1300 \\ &= 2187,364 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$d = \text{Tebal efektif poer} \quad + \quad d'$$

$$\begin{aligned}
 &= h_{\text{pons}} + d' \\
 &= 1300 + 50 \\
 &= 1350 \text{ mm} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2187 \times 1350 \\
 &= 246078 \text{ N} \\
 &= 2460,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_{\text{maks}}}{\phi} \\
 &= \frac{1356,74}{0,7} \\
 &= 1938,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_c & > & V_u \\
 2460,78 \text{ kN} & > & 1938,20 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{array}$$

4. Penulangan Geser

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 25 \text{ MPa} & d' = 50 \text{ mm} \\
 f_y = 390 \text{ MPa} & d = 1250 \text{ mm} \\
 H = 1300 \text{ mm} & \phi = 0,75 \\
 b = 1000 \text{ mm} & V_u = 1369514 \text{ N}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1250 \\
 &= 1041667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{\dots}$$

$$= \frac{1000 \times 1250}{3}$$

$$= 416666,7 \text{ N}$$

- 1 $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$
 $1369514 > 390625 \quad \text{NOT OK}$
- 2 $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $390625 < 1369514 > 781250 \quad \text{NOT OK}$
- 3 $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 $781250 < 1369514 > 1093750 \quad \text{NOT OK}$
- 4 $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $1093750 < 1369514 < 2343750 \quad \text{OK}$
- 5 $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $2343750 > 1369514 < 3906250 \quad \text{NOT OK}$

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

$$A_v = 6 \times A_s$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 169$$

$$= 796,39 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

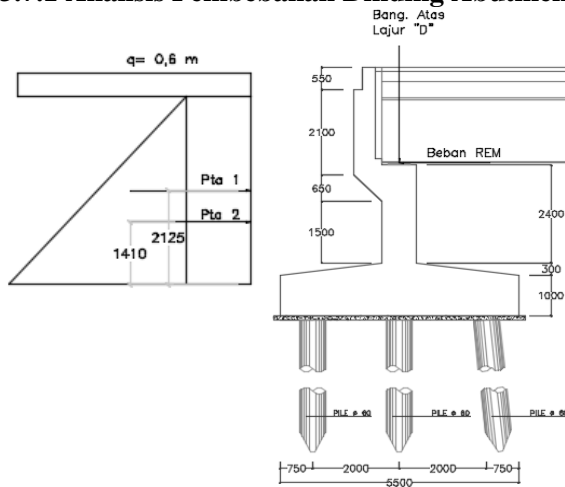
$$S = \frac{796,39 \times 240 \times 1250}{416666,7}$$

$$= 573,4 \text{ mm}$$

maka dipasang tulangan geser $\emptyset 13-450$

5.3.7 Perhitungan Dinding Abutment

5.3.7.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment



Gambar 5.12 Analisa pembebanan pada dinding abutment 2

1. Beban Sendiri dinding Abutmen

$$q = H \times L \times Wc$$

$$= 2,4 \times 0,8 \times 25$$

$$= 48 \text{ kN/m}$$

2. Berat Korbel

$$q = (H_1 + H_2)/2 \times L \times Wc$$

$$= 2,2 \times 0,2 \times 25$$

$$= 11 \quad \text{kN/m}$$

3. Berat Long Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\ &= 2,4 \quad \times \quad 0,3 \quad \times \quad 25 \\ &= 18 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Lajur "D"

- Beban terbagi rata

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen 2 adalah 25 meter, maka digunakan

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{25} \right) \\ &= 9,90 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BTR}} &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}] \times L \\ &= (5,5\text{m} \times 9,90 \text{ kN/m}^2) + [(7,4\text{m} - 5,5\text{m}) \times 0,5 \\ &\quad \times 9,90 \text{ kN/m}^2] \times 25 \text{ m} \\ &= 289,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban lajur terpusat

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{DLA} = 40\% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= 5,5 \times [P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA}) + (b - 5,5) \times (P_{\text{BGT}} \times \\ &\quad (1 + \text{DLA}))] \\ &= 5,5 \text{m} \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (7,4\text{m} - 5,5\text{m}) \times \\ &\quad (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4))] \\ &= 121,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q_{\text{BTR}} = \frac{V_{\text{BTR}}}{B_y} = \frac{289,57}{7,4} = 39,13 \quad \text{kN/m}$$

$$q_{\text{BGT}} = \frac{V_{\text{BGT}}}{B_y} = \frac{121,6}{7,4} = 16,43 \text{ kN/m}$$

5. Tekanan Tanah Aktif

Berat jenis tanah, γt	= 17,5 kN/m ³
Tinggi tibanan, H	= 4,15 m
Sudut geser tanah, ϕ	= 17°
Koefisien Tanah aktif	= 0,43
Lebar abutmen, B_y	= 10 m

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{TA1}} &= q \times K_a \times H \\ &= 10,5 \times 0,43 \times 4,15 \\ &= 18,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{TA2}} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,43 \times 17,5 \times 4,15^2 \\ &= 64,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)	= 4,15 m
Berat jenis tanah (γt)	= 17,50 kN/m ³
Sudut geser tanah (ϕ)	= 17,00°
Rencana sudut geser tembok (δ)	= 11,33°
Koefisien tanah aktif (K_a)	= 0,43
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= 0,163
Koefisien Tekanan tanah dinamis	= 0,50

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 E_{AE} &= \frac{17,5 \times 4,15^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5 \\
 &= 74,94 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

7. Beban Gempa

Csm	= 0,682
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 0,8
Wt bangunan atas	= 2842,95 kN
Wt dinding abutmen	= 355,20 kN
Wt Korbek	= 81,40 kN
Wt longitudinal stopper	= 133,20 kN

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 2842,95 \text{ kN} & &= \frac{2423,91 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 2423,61 \text{ kN} & &= 327,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat dinding abutmen

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 355,20 \text{ kN} & &= \frac{161,50 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 161,50 \text{ kN} & &= 21,82 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat korbek

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 81,40 \text{ kN} & &= \frac{37,01 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\
 &= 37,01 \text{ kN} & &= 5,00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat stopper

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \qquad q = \frac{E_Q}{B_y}$$

$$= \frac{0,682}{1,5} \times 133,20 \text{ kN} \qquad = \frac{60,56 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}}$$

$$= 60,56 \text{ kN} \qquad = 8,18 \text{ kN/m}$$

8. Beban Rem

$$T_B = 195,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{T_B}{B_y} = \frac{195,9}{7,4}$$

$$= 26,47 \text{ kN/m}$$

5.3.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Dinding Abutmen

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,25TA+1,8TB)

Tabel 5.23 Kombinasi 1 ultimit dinding abutmen 2

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN	kN	m	kN.m/m
Berat Struktur atas	1,30	3695,8		2,4	8870,0
Berat sendiri	1,30	62,4			
Berat korbel	1,30	14,3		0,5	7,2
Berat long stop	1,30	23,4		0,6	12,9
Beban mati tambahan	2,00	701,1			
Tek. Aktif 1	1,25		23,4	2,8	64,8
Tek. Aktif 2	1,25		80,9	1,4	112,0
UDL + P KEL	1,80	100,0			
Beban Rem	1,80		50,0		3071,1
Total		4597,0	154,3	7,6	12137,8

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+Eq+Taq)

Tabel 5.24Kombinasi 2 ultimit dinding abutment 2

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	HX	Lengan	Mx
		kN	kN	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	62,4			
Berat Struktur atas	1,30	3695,8		2,4	8870,0
Beban mati tambahan	2,00	701,1			
Gempa Bag. Atas	1,00		327,5	4,8	1572,1
Gempa Breast Wall	1,00		21,8	1,2	26,2
Gempa Korbek	1,00		5,0	4,4	21,8
Gempa Long Stop	1,00		8,2	4,8	39,3
Tek.Tanah Dinamis	1,00		74,9	2,1	155,5
Total		4459,3	437,5	19,6	10684,8

5.3.7.3 Perhitungan Penulangan Dinding Abutmen 2

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 750 \text{ mm} \\
 H &= 800 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 1427,98 \text{ kN.m/m}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1427,98}{0,8} = 1784,98 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1784,98 \times 10^3}{1000 \times 562500} = 3,173 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 3,173}{390}} \right) \\ &= 0,00886\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,0088 & < & 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0088$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0088 \times 1000 \times 750 \\ &= 6642,31 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned}A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{\text{As perlu}}{803,840 \times 1000} \\
 = & \frac{6642,31}{6642,31} \\
 = & 121,02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 100 (8038,4 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 6642,31 \\
 &= 1328,46 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \times 1000}{1328,46} \\
 &= 151,27 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 150 (1339,73 mm²)

3. Penulangan Geser

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 25 \text{ MPa} & d' = 50 \text{ mm} \\
 f_y = 390 \text{ MPa} & d = 750 \text{ mm} \\
 H = 800 \text{ mm} & \phi = 0,75 \text{ mm} \\
 b = 1000 \text{ mm} & V_u = 540822,2 \text{ N}
 \end{array}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 750$$

$$= 625000 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 750}{3}$$

$$= 250000 \text{ N}$$

$$1 \quad V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$540822 > 234375 \quad \text{NOT OK}$$

$$2 \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$234375 < 540822 > 468750 \quad \text{NOT OK}$$

$$3 \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$468750 < 540822 < 656250 \quad \text{OK}$$

$$4 \quad \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$656250 > 540822 < 1406250 \quad \text{NOTOK}$$

$$5 \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$1406250 > 540822 < 2343750 \quad \text{NOT OK}$$

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

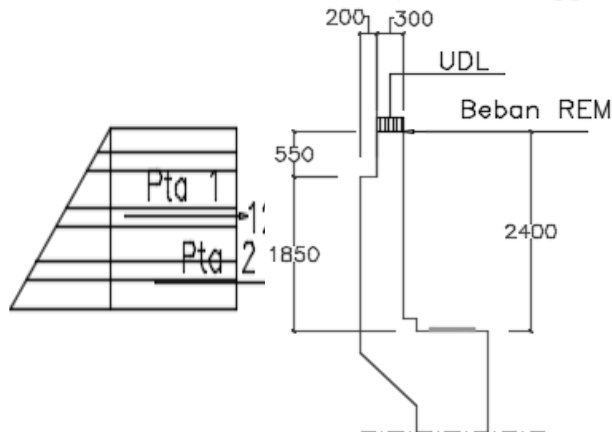
$$A_v = 6 \times A_s$$

$$\begin{aligned}
 &= 6 \times 0,25 \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 169 \\
 &= 796,39 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 S &= \frac{796,39 \times 240 \times 750}{250000} \\
 &= 573,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

maka dipasang tulangan geser $\varnothing 13-450$

5.3.8 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.3.8.1 Analisis Pembebanan Longitudinal Stopper



Gambar 5.13 Pembebanan pada longitudinal stopper abutmen2

1. Beban Sendiri

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times Wc \\
 &= 2,4 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 18 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Korbrel

$$\begin{aligned}
 q &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\
 &= 2,2 \quad \times \quad 0,2 \quad \times \quad 25 \\
 &= 11 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis tanah, } \gamma t &= 17,5 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Tinggi tibanan, } H &= 2,40 \text{ m} \\
 \text{Sudut geser tanah, } \phi &= 17^\circ \\
 \text{Koefisien Tanah aktif} &= 0,43
 \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat tibanan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned}
 q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma t \\
 &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TA1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 10,5 \times 0,43 \times 2,4 \\
 &= 10,93 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TA2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 0,5 \times 0,43 \times 17,5 \times 5,8 \\
 &= 21,66 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi tibanan (H)} &= 2,40 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma t) &= 17,50 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 17,00^\circ \\
 \text{Rencana sudut geser tembok } (\delta) &= 11,33^\circ \\
 \text{Koefisien tanah aktif (K}_a) &= 0,43 \\
 \text{Koefisien gempa horizontal (K}_h) &= 0,163 \\
 \text{Koefisien Tekanan tanah dinamis} &= 0,50
 \end{aligned}$$

$$E_{AE} = \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE}$$

$$E_{AE} = \frac{17,5 \times 2,40^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,5$$

$$= 25,07 \text{ kN/m}$$

6. Beban Gempa

Csm	= 0,682
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 0,8
Wt bangunan atas	= 2842,95 kN
Wt Korbél	= 11 kN
Wt Long stopper	= 153 kN

- Beban gempa akibat bangunan atas

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

$$= \frac{0,682}{1,5} \times 2842,95 \text{ kN}$$

$$= 2423,61 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_Q}{B_y}$$

$$= \frac{2423,61 \text{ kN}}{8,5 \text{ m}}$$

$$= 285,13 \text{ kN/m}$$

- Beban gempa akibat korbél

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

$$= \frac{0,682}{1,5} \times 11 \text{ kN}$$

$$= 5,00 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_Q}{B_y}$$

$$= \frac{5,00 \text{ kN}}{8,5 \text{ m}}$$

$$= 0,59 \text{ kN/m}$$

- Beban gempa akibat stopper

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

$$= \frac{0,682}{1,5} \times 153 \text{ kN}$$

$$= 69,56 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_Q}{B_y}$$

$$= \frac{69,56 \text{ kN}}{10 \text{ m}}$$

$$= 8,18 \text{ kN/m}$$

7. Beban Rem

$$T_B = 195,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{T_B}{B_y} = \frac{195,9}{10}$$

$$= 26,47 \text{ kN/m}$$

5.3.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

Kombinasi1 (1,3MS+1,25TA+1,8TB)

Tabel 5.25Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutmen 2

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN/m	kN/m	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	37,70		1,20	45,24
Tek. Aktif 1	1,25		13,53	1,20	16,24
Tek. Aktif 2	1,25		27,07	0,80	21,66
Beban Rem	1,80		43,53	2,40	104,47
Total		37,70	84,14		187,61

Kombinasi2 (1,3MS+2MA+Eq+Taq)

Tabel 5. 26Kombinasi 2ultimit Long Stopper abutmen 2

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
		kN/m	kN/m	m	kN.m/m
Berat sendiri	1,30	37,70		1,20	45,24
Beban Gempa	1,25		367,38	2,40	881,71
Tek. Tanah. Dinamis	1,25		31,33	1,20	37,60
Total		37,70	398,71		964,55

5.1.6.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 270 \text{ mm} \\
 H &= 300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 113,47 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{113,47}{0,8} = 141,84 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d'} = \frac{141,84 \times 10^3}{1000 \times 72900} = 1,946 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,028 \\
 &= 0,021
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 1,946}{390}} \right) \\
 &= 0,00524
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 < 0,00252 < 0,021 \end{array} \quad \text{OK}$$

Digunakan nilai $\rho_{\min} = 0,00524$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0052 \times 1000 \times 270 \\ &= 1415,12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 19

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,38 \times 1000}{1415,12} \\ &= 200,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D19 – 200 (1416,93 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 1415,12 \\ &= 283,02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \end{aligned}$$

$$= 132,67 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}}$$

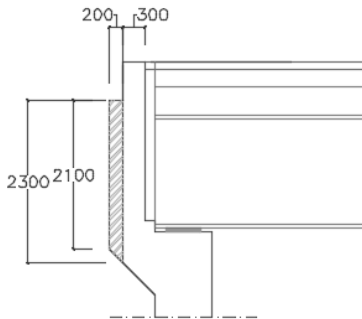
$$= \frac{132,67 \times 1000}{283,02}$$

$$= 468,74 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D13 – 450 (294,81 mm²)

5.3.9 Perhitungan Korbek Belakang

5.3.9.1 Analisis Pembebanan Korbek



Gambar 5.14 Pembebanan pada korbek abutmen 2

1. Beban Sendiri

$$q = H \times L \times Wc$$

$$= 2,2 \times 0,2 \times 25$$

$$= 11 \text{ kN/m}$$

2. Berat Pelat Injak

$$q1 = H \times L \times Wc$$

$$= 0,25 \times 3,5 \times 25$$

$$= 21,87 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,5 \times 05 \times 25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 11 \text{ kN/m} + 6,25 \text{ kN/m} \\ &= 28,13 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban Aspal

$$\begin{aligned} q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0,1 \times 3,5 \times 22 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Genangan Air

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0,1 \times 3,5 \times 9,8 \\ &= 3,43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban UDL

$$\begin{aligned} q_{UDL} &= q \times L \\ &= 9 \times 3,5 \\ &= 31,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.3.9.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel

Kombinasi 1 (1,3MS+1,25MA+1,8TD)

Tabel 5.58 Kombinasi 1 ultimate Korbel abutmen 1

Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Lengan	Mx
		kN	m	kN.m

Berat sendiri	1,30	11,00	1,15	12,65
Berat Pelat Injak	1,30	28,13	1,15	32,34
Berat Aspal	2,00	7,70	0,77	5,90
Beban Air Hujan	2,00	3,43	0,51	1,75
Beban UDL	1,80	31,50	2,30	72,45
Total		81,76		125,10

5.3.9.3 Perhitungan Penulangan Korbek

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 170 \text{ mm} \\
 H &= 200 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 14,71 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14,71}{0,8} = 18,39 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{18,39 \times 10^4}{1000 \times 324900} = 0,637 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,028 \\
 &= 0,021
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 0,637}{390}} \right) \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 > 0,0016 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 170 \\ &= 610,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 19

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,38 \times 1000}{610,25} \\ &= 464,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D19 – 450 (666,78 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \quad \times \quad A_s \\ &= 20\% \quad \times \quad 610,25 \\ &= 122,05 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 10

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\ &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 10^2 \\ &= 78,5 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \quad \times \quad b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{78,5 \quad \times \quad 1000}{122,05} \\ &= 643,17 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D10 – 625 (125,6 mm²)

3. Penulangan Geser

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 170 \text{ mm} \\ H &= 200 \text{ mm} & \phi &= 0,75 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 81755 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 170 \\ &= 141667 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 170}{3} \\
 &= 56666,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- 1 $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$
 $81755 > 53125$ NOT OK
- 2 $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $53125 < 81755 < 106250$ OK
- 3 $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $106250 > 81755 < 148750$ NOT OK
- 4 $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $148750 > 81755 < 318750$ NOTOK
- 5 $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $318750 > 81755 < 531250$ NOT OK

Direncanakan tulangan geser 1 kaki dengan diameter \emptyset 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 1 \times A_s \\
 &= 1 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 1 \times 0,25 \times 3,14 \times 169
 \end{aligned}$$

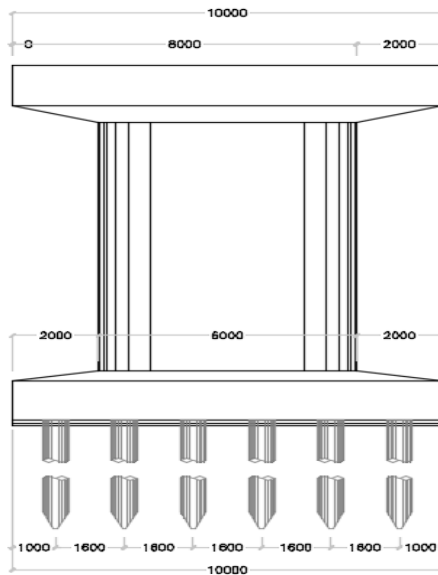
$$\begin{aligned} &= 132,73 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ S &= \frac{132,73 \times 240 \times 170}{56666,7} \\ &= 95,56 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka dipasang tulangan geser Ø 13– 100

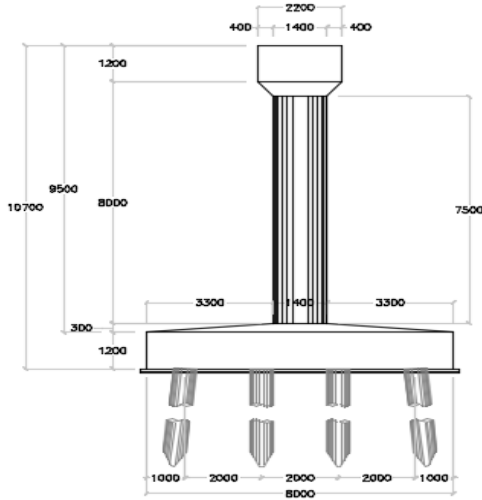
5.4 Preliminari Pilar (Pier)

Pilar atau pier berfungsi sebagai pendukung bagi bangunan atas apabila terletak diantara dua abutmen. Pilar menahan beban, beban hidup maupun beban mati yang terjadi akibat beban bangunan atas dan didukung oleh pondasi. Dalam hal ini pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang.

Pada jembatan Morowudi II ini direncanakan menggunakan satu pilar yang mampu menahan beban bangunan atas stengah bentang 35 meter dan 50 meter. Pondasi menggunakan pondasi tiang pancang berdasarkan data tanah setempat didapatkan nilai SPT tinggi ($N > 50$) pada kedalaman 24 – 30 meter, maka direncanakan kedalaman tiang sedalam 30 meter. dimensi tiang pancang dengan diameter 600 mm dan tebal dinding 100 mm. jumlah tiang pancang yang digunakan sebanyak 24 tiang dengan taksiran 4 baris berisi 6 tiang.



Gambar 5.15 Tampak Depan Pilar



Gambar 5.16 Tampak Samping Pilar

5.4.1 Pembebanan Pada Pilar (Pier)

➤ Berat Sendiri Struktur Pilar

Berat Headstock

Tabel 5.59 Berat sendiri Headstock

No	Parameter Berat Bagian			Berat Jenis (kN/m ²)	Beban Vertikal (kN)	Lengan Terhadap alas (m)	Momen Statis (kN.m)
	b (m)	h (m)	L (m)				
1	2,2	1,2	10	24	633,6	1,10	696,96
2	1,8	0,5	10	24	216	0,25	54,00
				Wh =	849,6	Mh =	750,96

Letak titik berat terhadap alas = 0,88 m

Letak titik berat terhadap dasar fondasi = 9,88 m

Berat Pier Wall (Column)**Tabel 5.60** Berat sendiri *Pier Wall*

No	Parameter Berat Bagian			Berat Jenis (kN/m ²)	Beban Vertikal (kN)	Lengan Terhadap alas (m)	Momen Statis (kN.m)
	b (m)	h (m)	L (m)				
3	6	1,4	7,5	24	1512	3,75	5670,00
3	0	1,4	7,5	24	36,94	3,75	138,54
Wh =					1548,95	Mh =	5808,54

Letak titik berat terhadap alas	= 3,75 m
Letak titik berat terhadap dasar fondasi	= 5,25 m
Luas penampang Pier Wall	= 6,02 m ²
Lebar ekivalen Pier Wall	= 4,30 m

Berat Pile Cap**Tabel 5.61** Berat sendiri *Pile Cap*

No	Parameter Berat Bagian			Berat Jenis (kN/m ²)	Beban Vertikal (kN)	Lengan Terhadap alas (m)	Momen Statis (kN.m)
	b (m)	h (m)	L (m)				
4	4,7	0,3	8	24	270,72	1,35	365,47
5	8	1,2	10	24	2304	1,20	2764,80
Wh =					2574,72	Mh =	3130,27

Letak titik berat terhadap alas	= 1,22 m
Letak titik berat terhadap dasar fondasi	= 1,22 m

Rekap Berat Sendiri Struktur Bawah

No	Jenis Konstruksi	Berat
		(kN)
1	Headstock (Pier Head)	849,60
2	Pier Wall (Column)	1548,95
3	Pilecap	2574,72
PMS =		4973,27

➤ **Berat Sendiri Bangunan Atas**

Berat bangunan atas diperoleh dari *Output* program SAP2000. Dengan panjang bentang setengah dari panjang bentang yang di tinjau setengah dari 35 m dan 50 m.

Tabel 5.62 Berat sendiri bangunan atas Pilar (*Pier*)

BAGIAN	Panjang (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Total (kN)
Pelat Lantai	42,5	25	2264,40
Trotoar	42,5	25	693,90
Lapisan Aspal + <i>Overlay</i>	42,5	22	0,00
Genangan Air Hujan	42,5	9,8	0,00
Diafragma		77	33,70
Gelagar	42,5	77	1698,60
		Jumlah	4690,60

Rekapitulasi berat sendiri

No	Berat Sendiri	P _{MS}
		(kN)
1	Struktur atas	5536,61
2	Struktur Bawah	4973,27
	PMS =	10509,87

Beban berat sendir pada fondasi P_{MS} = 10509,87 kN

Beban berat sendiri pada Pier Wall, P_{MS} = 7935,15 kN

➤ **Beban Lajur “D”**

Dalam perencanaan desain Jembatan Morowudi II menggunakan sistem balok menerus. Menentukan panjang bentang berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.6**, dalam perhitungan beban lajur “D” digunakan panjang bentang ekuivalen L_E :

$$L_{av} = \frac{35 \text{ m} + 50 \text{ m}}{2} = 42,5 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 50 \text{ m}$$

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{\max}}$$

$$L_E = \sqrt{42,5 \text{ m} \times 50 \text{ m}}$$

$$= 46 \text{ m}$$

- Beban terbagi rata

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban terbagi rata bentang 46 meter sebagai berikut :

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen 1 adalah 25 meter, maka digunakan

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{42,5} \right)$$

$$= 7,68 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{BTR}} = (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}] \times L$$

$$= (5,5 \text{ m} \times 7,68 \text{ kN/m}^2) + [(7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times 0,5 \times 7,68 \text{ kN/m}^2] \times 17,5 \text{ m}$$

$$= 352,15 \text{ kN}$$

- Beban lajur terpusat

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$DLA = 40\% \text{ untuk } L = 17,5 \text{ m}$$

$$P_{\text{BGT}} = 5,5 \times [P_{\text{BGT}} \times (1 + DLA) + (b - 5,5) \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + DLA))]$$

$$= 5,5 \text{ m} \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (7,4 \text{ m} - 5,5 \text{ m}) \times (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4))]$$

$$= 121,55 \text{ kN}$$

Rekapitulasi, P_{total} dikalikan 2 karena terdapat 2 lajur.

$$\begin{aligned}
 P_{TD} &= (P_{BTR} + P_{BGT}) \times 2 \\
 &= (352,15 \text{ kN} + 121,55 \text{ kN}) \times 2 \\
 &= 947,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Beban Pejalan Kaki (Pedestrian)**

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.9**, beban pejalan kaki direncanakan 5 kN/m^2 . Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{Luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

sehingga di dapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar :

$$\text{Panjang jembatan, } L = 42,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar, } b = 3 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, } n = 2$$

$$\text{Luas trotoar, } A = 42,5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2$$

$$= 110,5 \text{ m}^2$$

$$P_{TP} = 110,5 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2$$

$$= 186,03 \text{ kN}$$

➤ **Gaya Rem**

Gaya rem berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.7**, pada bentang 25 meter dengan 2 lajur lalu lintas sebesar 5% dari total beban lajur “D”.

Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)

$$= h \text{ girder} + h \text{ dinding pilar} + \text{pilecap pilar}$$

$$= 1,75 \text{ m} + 9,2 \text{ m} + 1,3 \text{ m}$$

$$= 12,45 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem adalah:

$$\begin{aligned}
 M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 437,71 \text{ kN} \times 12,45 \text{ m} \\
 &= 5897,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

➤ **Beban Angin**

Terdapat tiga beban angin yaitu beban angin melintang jembatan, beban angin yang meniup kendaraan yang berjalan diatas jembatan, dan beban angin arah memanjang jembatan.

Beban angin dengan arah melintang jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Tabel 5.63 Beban angin (V_w)

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Bedasarkan **SNI 1725 – 2016** didapat bilai koefisien seret

$$C_w = 1,2$$

Beban angin, V_w (tabel 5.3)

$$\text{Kondisi layan} = 25 \text{ m/s}$$

$$\text{Kondisi ultimit} = 30 \text{ m/s}$$

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin,

$$\begin{aligned}
 A_{b1} &= \text{Tinggi bangunan atas}(h_a) \times \text{Panjang bentang}(L) \\
 &= 3,3 \text{ m} \times 42,5 \text{ m} \\
 &= 104,25 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0.0006 \times 1,2 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 104,25 \text{ m}^2 \\
 &= 63,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= \text{Tinggi total pilar} + ha/2 \\ &= 10,70 \text{ m} + 1,65 \text{ m} \\ &= 12,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y_{EW1} \\ &= 779,44 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} Y'_{EW1} &= \text{tinggi column} + \text{pierhead} + ha/2 \\ &= 8 \text{ m} + 1,2 \text{ m} + 1,65 \\ &= 10,85 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} \times Y'_{EW2} \\ &= 684,77 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin,

$$\begin{aligned} Ab2 &= \text{Tinggi column} \times \text{Lebar column} \\ &= 9,2 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \\ &= 12,88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah,

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0.0006 \times 1,2 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 12,88 \text{ m}^2 \\ &= 5,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{EW2} &= H \text{ pile cap} + H \text{ column} + H \text{ pierhead} \\ &= 1,5 \text{ m} + (8 \text{ m} + 1,2 \text{ m})/2 \\ &= 6,10 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\ &= 35,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall,

$$\begin{aligned}
 Y'_{EW2} &= (H \text{ column} + H \text{ pierhead})/2 \\
 &= (8 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) \\
 &= 4,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall,

$$\begin{aligned}
 M'_{EW2} &= T_{EW2} \times Y'_{EW2} \\
 &= 26,66 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Total gaya akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\
 &= 63,11 \text{ kN} + 5,80 \text{ kN} \\
 &= 68,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total momen pada Fondasi akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 M_{EW} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\
 &= 779,44 \text{ kN} + 35,36 \text{ kN} \\
 &= 814,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total momen pada Pier Wall akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 M'_{EW} &= M'_{EW1} + M'_{EW2} \\
 &= 684,77 \text{ kN} + 26,66 \text{ kN} \\
 &= 711,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0.00012 \times C_w \times V_w^2 \\
 &= 0,00012 \times 1,2 \times 25^2 \\
 &= 0,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, h_k = 2 m

Jarak antara roda kendaraan, x = 1,75 m

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned}
 T_{EW3} &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times T_{EW} \times L \\
 T_{EW3} &= 2 \times \frac{0,5 \times 2 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,9 \text{ kN} \times 42,5 \text{ m} \\
 &= 43,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban angin arah memanjang jembatan mengenai column jembatan. ukuran bidang pier yang ditiup angin :

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi (H1)} &= 9,20 \text{ m} \\
 \text{Lebar} &= 6,00 \text{ m} \\
 \text{Luas Bidang} &= 55,20 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin pada bidang pier,

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0.0006 \times 1,2 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 55,20 \text{ m}^2 \\
 &= 24,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned}
 Y_{EW} &= H \text{ pile cap} + H \text{ column} + H \text{ pierhead} \\
 &= 1,5 \text{ m} + (8 \text{ m} + 1,2 \text{ m})/2 \\
 &= 6,10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned}
 M_{EW} &= T_{EW2} \times Y_{EW2} \\
 &= 151,52 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall,

$$\begin{aligned}
 Y'_{EW2} &= (H \text{ column} + H \text{ pierhead})/2 \\
 &= (8 \text{ m} + 1,2 \text{ m}) \\
 &= 4,60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall,

$$\begin{aligned}
 M'_{EW2} &= T_{EW2} \times Y'_{EW2} \\
 &= 114,26 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ Aliran Air

Perhitungan gaya akibat adanya aliran air berdasarkan, **SNI 1725-2016 Pasal 9.6** dengan gaya akibat aliran air dengan arah memanjang atau arah X.

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_a^2 \times A_d$$

dimana,

V_s = kecepatan air rata-rata untuk keadaan batas yang

ditinjau

C_D = koefisien seret

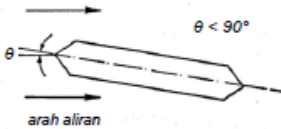
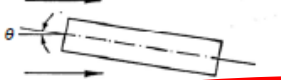


A_d = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi yang sama dengan kedalaman

untuk menghitung rumus tersebut dapat dicari nilai-nilai dari:

Kecepatan aliran, $V_s = 3 \text{ m/s}$

Luas proyeksi pilar, $A_d = 12,19 \text{ m}^2$

Tabel 5.64 Koefisien seret angin

Bentuk pilar	Koefisien seret (C_D)	Koefisien angkat (C_L)												
 <p>$\theta < 90^\circ$</p>	0,8	<table border="1"> <tr> <td>θ</td> <td>C_L</td> </tr> <tr> <td>0°</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>5°</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>10°</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>20°</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>$\geq 30^\circ$</td> <td>1.0</td> </tr> </table>	θ	C_L	0°	0	5°	0.5	10°	0.9	20°	0.9	$\geq 30^\circ$	1.0
θ	C_L													
0°	0													
5°	0.5													
10°	0.9													
20°	0.9													
$\geq 30^\circ$	1.0													
	1,4													
	0,7 0,7	Tidak dapat digunakan												
	0,7	Tidak bisa dipakai												

Koefisien sere, $C_D = 0,7$

Gaya angkat tegak lurus pier yang terjadi akibat aliran air:

$$\begin{aligned} T_{EF} &= 0,5 \times C_D \times V a^2 \times A_d \\ &= 0,5 \times 0,7 \times (3\text{m/s})^2 \times 12,19 \text{ m} \\ &= 49,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EF} &= H \text{ pile cap} + (H \text{ air banjir})/2 \\ &= 1,5 \text{ m} + (1 \text{ m})/2 \\ &= 2,00 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{Ef} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 98,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} Y'_{EW2} &= (H \text{ banjir})/2 \\ &= (1 \text{ m})/2 \\ &= 0,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} M'_{EF} &= T_{EF} \times Y'_{EW2} \\ &= 24,67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ **Beban Benda Hanyutan**

Menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.4**, dianggap bahwa batang kayu dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus :

$$T_{EF} = M \times \frac{V a^2}{d}$$

dimana,

M = massa batang kayu sebesar 2 ton

$V a$ = Kecepatan air permukaan pada keadaan batas

yang ditinjau, dalam hal ini tidak ada penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan dialokasi jembatan, maka V_a bisa diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata (V_s)
 d = lendutan elastis ekuivalen, dapat dilihat pada tabel

Type Pilar	d (m)
Pilar beton masif	0.075
Tiang beton perancah	0.150
Tiang kayu perancah	0.300

Gaya akibat tumbukan kayu :

$$\begin{aligned} V_a &= 1,4 \times V_s \\ &= 1,4 \times 3 \text{ m/s} \\ &= 4,2 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 2 \text{ ton} \\ d &= 0,075 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EF} &= M \times \frac{V_a^2}{d} \\ &= 0,2 \text{ kN} \times \frac{(4,2 \text{ m/s})^2}{0,075} \\ &= 47,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya momen yang digunakan adalah yang terbesar diantara beban akibat aliran air dan akibat tumbukan.

$$T_{EF} = 114,05 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EF} &= H \text{ air banjir} - (H \text{ benda hanyutan})/2 + H \text{ pile cap} \\ &= 1 \text{ m} - (1,2 \text{ m})/2 + 1,5 \\ &= 1,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{EF} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 216,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} Y'_{EW2} &= H \text{ air banjir} - (H \text{ benda hanyutan})/2 \\ &= 1 \text{ m} - (1,2 \text{ m})/2 \\ &= 0,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wall,

$$\begin{aligned} M'_{EF} &= T_{EF} \times Y'_{EW2} \\ &= 0,76 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ **Beban Gempa**

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa Jembatan 2833 – 2013. Beban gempa dianggap sebagai gaya horisontal yang ditentukan berdasarkan perkalian koefisien elastik (Csm) dengan berat struktur ekuivalen kemudian dibagi dengan faktor modifikasi respon (R).

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t(\text{RSNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1})$$

Menentukan kelas situs tanah

Tabel 5.65 Hasil pengolahan data N-SPT tanah Pilar (*Pier*)

tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	ti/N
2,4	Lempung berlanau sedikit pasir	12,00	0,200
5,8	Lempung berpasir	41,00	0,141
7,6	Lempung berlanau	68,00	0,112
4,6	Lempung berlanau	63,00	0,073
4,6	Batu lempung	94,00	0,049
5,0	Batu lempung	175,00	0,029
30		Jumlah	0,604

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} = \frac{30}{0,604} = 49,69$$

Dengan nilai $N = 49,69$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, tanah sedang.

Tabel 5.66 Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

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		

Menentukan faktor situs

Penentuan faktor amplifikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**.

Tabel 5.67Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (FPGA / Fa)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S _s ≤ 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 ≥ 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

PGA	0,3	0,35	0,4
S_s	0,5	0,55	0,75
F_{PGA}	1,2	x	1,1
F_a	1,4	y	1,2

$$x = 1,15$$

$$y = 1,24$$

Didapat nilai $F_{PGA} = 1,15$ dan $F_a = 1,24$ dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5.68 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S₁	0,2	0,23	0,3
F_v	2	x	1,8

$$x = 1,85$$

Didapat nilai $F_v = 1,85$ dengan menggunakan interpolasi.

Respon spektrum rencana

Dengan nilai yang didapat dari PGA, S_s , dan S_1 serta nilai faktor implikasi F_{PGA} , F_a , F_v . Maka dapat dihitung

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,15 \times 0,35 \\ &= 0,40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,85 \times 0,23 \\ &= 0,42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,24 \times 0,55 \\
 &= 0,68
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat digunakan menghitung periode (T)

$$T = 0,2 \text{ (Periode pendek)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,42}{0,68} = 0,61$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,61 \\
 &= 0,12
 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $T_0 = 0,12 < T = 0,2 < T_s = 0,61$, berdasarkan **RSNI Gempa Jembatan 2833-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat ke dua sehingga nilai C_{SM} adalah :

$$C_{sm} = S_{DS} = 0,68$$

Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5.69 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

Maka didapat R sebesar 0,8, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$W_T = \text{Berat sendiri bangunan atas} + \text{Beban mati tambahan}$$

$$W_T = 5536,61 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 E_{Q1} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,682}{0,8} \times 5536,61 \text{ kN} \\
 &= 479,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.70 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

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

W_T = Beban mati pilar

W_T = 4973,27 kN

$$\begin{aligned}
 E_{Q2} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,682}{1,5} \times 7659,38 \text{ kN} \\
 &= 2261,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned}\text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\ &= 479,96 \text{ kN} + 2261,2 \text{ kN} \\ &= 6981,13\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan gaya gempa atas terhadap pondasi} \\ Y_{EQ} &= H \text{ total pier} + H \text{ bangunan atas}/2 \\ &= 10,7 \text{ m} + 1,65 \text{ m} \\ &= 12,35 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen gempa arah memanjang atau arah} \\ M_{EQ} &= T_{EQ1} \times Y_{EQ} \\ &= 58291,45 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan gaya gempa bangunan bawah terhadap pondasi} \\ Y_{EQ} &= H \text{ total pier}/2 \\ &= 10,7 \text{ m}/2 \\ &= 5,35 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen gempa arah memanjang atau arah} \\ M_{EQ} &= T_{EQ1} \times Y_{EQ} \\ &= 70388,76 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

5.4.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari beberapa analisis yang dihasilkan, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center poer.

Tabel 5.71 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Pilar

URAIAN	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap						
Struktur atas	MS	5536,6				
Beban mati tambahan	MA	350,5				
Beban Pier	MS	4973,2				
Pengaruh beban hidup						
UDL + KEL	TD	947,4				
Pejalan Kaki	TP	186,0				
Beban Rem	TB		473,7		5897,6	
Beban Angin	EW	43,7	24,8	68,9	151,5	814,7

Aksi lain						
Beban Gempa	WQ		6981,1	6981,1	70388,7	70388,8
Aliran Air	EF		49,3	8,9	98,7	17,9
Hanyutan/Tumbukan	EF			47,0		216,7

Kombinasi 1 (MS+MA+TP+TD+TB+TA+EF)

Tabel 5.72 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,00	10509,9				
2	Beban mati tambahan	1,00	350,5				
3	UDL + KEL	1,00	947,4				
4	Pejalan Kaki	1,00	186,0				
5	Beban Rem	1,00		473,7		5897,7	
6	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
7	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
Total =			11993,8	523,1	56,0	5996,4	234,6

Kombinasi 2 (MS+MA+TB+TD)

Tabel 5.73 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,00	10509,9				
2	Beban mati tambahan	1,00	350,5				
3	UDL + KEL	1,00	947,4				
4	Beban Angin	1,00	43,7	24,8	68,9	151,5	814,8
5	Beban Rem	1,00		473,7		5897,7	
Total =			11851,5	498,5	68,9	6049,2	814,8

Kombinasi 3 (MS+MA+TB+TD+TA+EW)

Tabel 5.74 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,00	10509,9				
2	Beban mati tambahan	1,00	350,5				
3	UDL + KEL	1,00	947,4				
4	Pejalan Kaki	1,00	186,0				
5	Beban Rem	1,00		473,7		5897,7	

6	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
7	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
8	Beban Angin	1,00	43,7	24,8	68,9	151,5	814,8
Total =			12037,6	547,9	124,9	6147,9	1049,4

Kombinasi 4 (MS+MA+EQ+EF)

Tabel 5.75 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada pilar

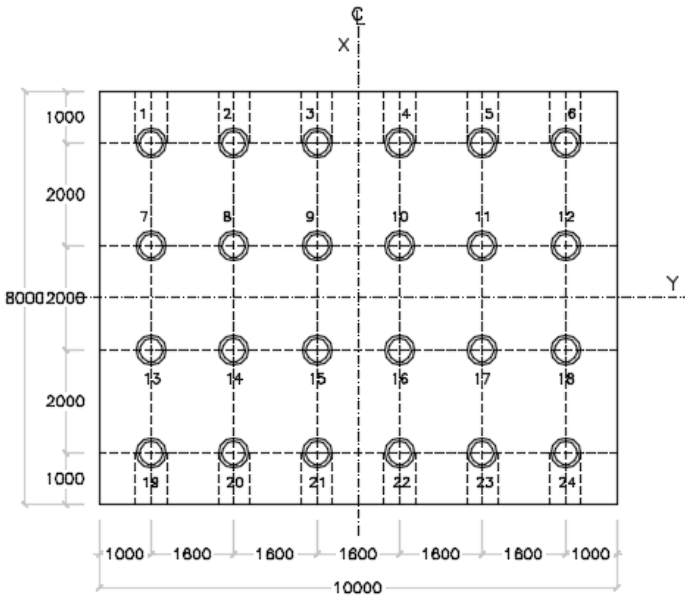
No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,00	10509,9				
2	Beban mati tambahan	1,00	350,5				
3	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
4	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
5	Beban gempa	1,00		2094,3	6981,1	21116,6	70388,8
Total =			10860,4	2143,7	7037,1	21215,3	70623,4

Kombinasi 5 (MS+MA+EQ+EF)

Tabel 5.76 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,00	10509,9				
2	Beban mati tambahan	1,00	350,5				
3	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
4	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
5	Beban gempa	1,00		6981,1	2094,3	70388,8	21116,6
Total =			10860,4	7030,5	2150,3	70487,5	21351,2

Konfigurasi tiang pancang



Gambar 5.17 Konfigurasi tiang pancang pilar

Tiang-tiang dalam satu kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban vertika (V), horizontal (H), dan momen (M), maka beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2}$$

Dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

M_x = Momen terhadap sumbu X

M_y = Momen terhadap sumbu Y

X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.

Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok

ΣX = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap geris netral group .
 ΣY = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

X = 1,6 meter n = 24 buah

Y = 2,0 meter

Tabel 5.77Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang pilar

No	x m	y m	x ² m	y ² m	komb. 1 kN	komb. 2 kN	komb. 3 kN	komb. 4 kN	komb. 5 kN
1	3	-4	9	16	644,42	626,86	631,84	-593,5	1738,11
2	3	-2,4	9	5,76	646,51	634,13	641,21	37,1	1928,75
3	3	-0,8	9	0,64	648,61	641,41	650,58	667,6	2119,38
4	3	0,8	9	0,64	650,70	648,68	659,95	1298,2	2310,02
5	3	2,4	9	5,76	652,79	655,96	669,32	1928,7	2500,66
6	3	4	9	16	654,89	663,23	678,69	2559,3	2691,29
7	1	-4	1	16	544,48	526,04	529,37	-947,1	563,32
8	1	-2,4	1	5,76	546,57	533,31	538,74	-316,5	753,96
9	1	-0,8	1	0,64	548,67	540,59	548,11	314,0	944,59
10	1	0,8	1	0,64	550,76	547,86	557,48	944,6	1135,23
11	1	2,4	1	5,76	552,86	555,14	566,85	1575,2	1325,87
12	1	4	1	16	554,95	562,41	576,22	2205,7	1516,50
13	-1	-4	1	16	444,54	425,22	426,91	1300,7	-611,47
14	-1	-2,4	1	5,76	446,63	432,49	436,28	-670,1	-420,83
15	-1	-0,8	1	0,64	448,73	439,77	445,65	-39,6	-230,20
16	-1	0,8	1	0,64	450,82	447,04	455,02	591,0	-39,56
17	-1	2,4	1	5,76	452,92	454,32	464,39	1221,6	151,08
18	-1	4	1	16	455,01	461,59	473,76	1852,1	341,71
19	-3	-4	9	16	344,60	324,40	324,44	1654,3	-1786,26
20	-3	-2,4	9	5,76	346,69	331,67	333,81	1023,7	-1595,62
21	-3	-0,8	9	0,64	348,79	338,95	343,18	-393,1	-1404,99
22	-3	0,8	9	0,64	350,88	346,22	352,55	237,4	-1214,35
23	-3	2,4	9	5,76	352,98	353,50	361,92	868,0	-1023,72
24	-3	4	9	16	355,07	360,77	371,29	1498,5	-833,08
			120	179,2					

Gaya terbesar yang diterima oleh tiang (Pmax) adalah 2691,3kN. Dan gaya minimum (Pmin) adalah 1786,3.

5.4.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.15 didapatkan nilai maksimum gaya aksial tiang pancang (P_{max}) akibat beban tetap (Kombinasi 1, 2, 3) sebesar 678,69 kN. Dalam hal ini di dapatkan berupa kemampuan tiang dalam menahan gaya aksial tekan saja, maka akan di kontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung berdasarkan diameter tiang pancang 0,60 meter dan data penyelidikan tanah SPT. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff*.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_c \times A_p$$

$$Q_s = \sum l_i \cdot f_i + A_{st}$$

Dimana,

Q_p = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

Q_s = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

q_c = 20 N , untuk clay / silt. 40 N , untuk sand (ton/m)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

l_i = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pad selimut tiang

= N maksimum 12 ton/ m^2 , untuk clay / silt

= N/5 maksimum 10 ton/ m^2 , untuk sand

A_{st} = Keliling penampang tiang (m)

Data Perencanaan Tiang Pancang :

D_{pile} = 0,6 m

A_p = 0,2826 m^2

A_{st} = 1,884 m

SF = 2, Untuk beban gempa

SF = 3, Untuk beban tetap

Tabel 5.78 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m pilar

Depth (m)	Tanah	N (SPT)	Qd (t/m ²)	f _i (t/m ²)	li . Fi (t/m)	U . Σli . fi (t/m)	A . Qd (t/m ²)
0	C	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00
2	C	12	46,80	6	12,00	12,00	13,23
4	C	8	31,20	4	8,00	37,68	8,82
6	C	15	58,50	7,5	15,00	65,94	16,53
8	C	18	70,20	9	18,00	99,85	19,84
10	C	12	46,80	6	12,00	122,46	13,23
12	C	16	62,40	8	16,00	152,60	17,63
14	C	18	70,20	9	18,00	186,52	19,84
16	C	22	85,80	11	22,00	227,96	24,25
18	C	26	101,40	12	24,00	273,18	28,66
20	C	37	144,30	12	24,00	318,40	40,78
22	C	43	167,70	12	24,00	363,61	47,39
24	C	51	198,90	12	24,00	408,83	56,21
26	C	55	214,50	12	24,00	454,04	60,62
28	C	60	234,00	12	24,00	499,26	66,13
30	C	60	234,00	12	24,00	544,48	66,13

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m

Depth (m)	Ru (ton)	P = Ra / SF	
		SF = 2	SF = 3
0	0,00	0,00	0,00
2	23,81	11,91	7,94
4	43,67	21,84	14,56
6	78,23	39,12	26,08
8	114,04	57,02	38,01
10	128,62	64,31	42,87
12	161,76	80,88	53,92
14	196,46	98,23	65,49
16	240,91	120,45	80,30
18	289,12	144,56	96,37
20	345,05	172,52	115,02
22	395,46	197,73	131,82
24	448,08	224,04	149,36

26	496,29	248,15	165,43
28	545,61	272,80	181,87
30	589,41	294,70	196,47

5.4.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Seiler Keeney*:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right)$$

Dimana ,

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = Jarak antar tiang (m)

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{m+n} \right)$$

$$= \left(1 - \frac{36 \times 1,6 \times (6+4-2)}{(75 \times 1,6^2 - 7) \times (5+4-1)} \right) + \left(\frac{0,3}{6+4} \right)$$

$$= (1 - 0,276) + (0,033)$$

$$= 0,75$$

5.4.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Sebelumnya telah di dapatkan P yang terjadi maka perlu dilakukan kontrol kekuatan tiang pancang terhadap momen, dan geser pons untuk mengetahui kemampuan geser tiang. Perencanaan tiang pancang berdasarkan tiang pancang yang ada di pasaran yaitu dari wika pile classification.

- Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m
- Tebal (d) = 0,1 m
- Kelas = A1

- Mutu beton = 498 Mpa
- Allowable axial load = 2527 kN
- Bending momen crack = 170 kN.m
- Bending momen ultimit = 255 kN.m
- Modulus elastisitas beton = 33892,2 Mpa
- Momen inersia = 635682 cm⁴

5.4.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung tiang sangat menentukan dimana tiang akan ditanam. Daya dukung terendah digunakan sebagai daya dukung ijin.

Kontrol kekuatan bahan

Kekuatan tiang terhadap gaya aksial vertikal tekan (maksimal) harus lebih besar dari beban yang diterima tiang

$$\begin{array}{rcll}
 P \text{ bahan} & > & P \text{ aksial} & \\
 2527 \text{ kN} & > & 2500,66 \text{ kN} & \text{OK}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcll}
 P_u \text{ bahan} & > & P_u \text{ Tanah} & \\
 5054 \text{ kN} & > & 4963 \text{ kN} & \text{OK}
 \end{array}$$

Kontrol terhadap daya dukung tanah

Daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang diperoleh dari data tanah dengan perumusan meyerhoff.

$$\begin{array}{rcll}
 P \text{ DDT} & > & P \text{ aksial terjadi} & \\
 2481,5 \text{ kN} & > & 2500,66 \text{ kN} & \text{OK} \\
 1654,3 \text{ kN} & > & 1654,3 \text{ kN} & \text{OK}
 \end{array}$$

5.2.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya yang bekerja searah sumbu x diantaranya: Beban rem, 100% beban akibat gempa (struktur atas dan bawah), angin, aliran air.

$$H_x = 473,70 \text{ kN} + 24,8 \text{ kN} + 6981,13 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 &+ 49,35 \text{ kN} \\
 &= 7529,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja searah sumbu y diantaranya :
 Beban angin, 30% akibat gempa (struktur atas dan bawah), Aliran air, Hanyutan

$$\begin{aligned}
 H_y &= 68,9 \text{ kN} + 2094,3 \text{ kN} + 8,96 \text{ kN} \\
 &+ 47,04 \text{ kN} \\
 &= 2219,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\
 &= ((7529,0 \text{ kN})^2 + (2219,2 \text{ kN})^2)^{0,5} \\
 &= 7849,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{ per tiang}} &= \frac{H}{\text{Jumlah tiang}} \\
 &= \frac{7849,29 \text{ kN}}{24} \\
 &= 327,054 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung tiang untuk menahan gaya horizontal yang diijinkan adanya pergeseran ujung tiang sebesar d.

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a$$

Dimana,

H_a = Daya Dukung horizontal yang diijinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan(kg)

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm-1)

δa = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)

$$= 1 \text{ cm}$$

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)

$$= 1 \text{ cm}$$

Eo = Modulus deformasi tanah

= 28 N-SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned} k &= 0,2 \times Eo \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \times 15,1 \times 0,046 \times 1 \\ &= 3,92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\ &= \left(\frac{3,92 \times 60}{4 \times 338922 \times 635682} \right)^{0,25} \\ &= 0,00406 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ha &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\ &= \frac{3,92 \times 60}{0,00406} \times 1 \\ &= 57893 \text{ kg} \\ &= 578,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$H_{\text{pertiang}} < Ha$$

$$327,054 \text{ kN} < 578,93 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.4.5.3 Kontrol terhadap Momen

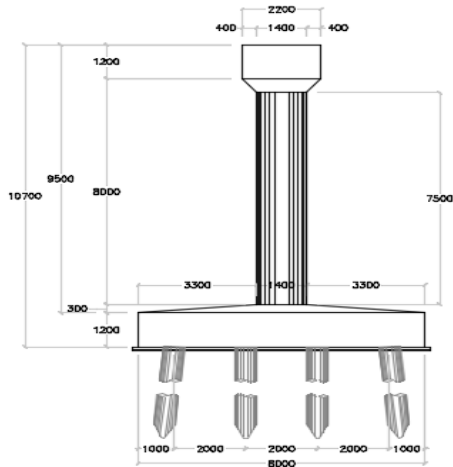
Kontrol momen dilakukan untuk memperoleh momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang.

$$\begin{aligned} M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right) \\ &= 0,2079 \times \left(\frac{32705,38}{2 \times 0,00406} \right) \\ &= 836311 \text{ kg.m} \\ &= 83,63 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{crack}} &< M_{\text{max}} \\ 170 \text{ kN} &< 83,63 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5.4.6 Perhitungan Pile Cap (Poer)

5.4.6.1 Analisa Gaya dan Momen Pile Cap



Gambar 5.18 Beban pada Poer Pilar

Tabel 5.79 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Pilar

URAIAN	Kode	V	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kN.m	kN.m
Beban Tetap						
Struktur atas	MS	5536,6				
Beban mati tambahan	MA	350,5				
Beban Pier	MS	4973,2				
Pengaruh beban hidup						
UDL + KEL	TD	947,4				
Pejalan Kaki	TP	186,0				
Beban Rem	TB		473,7		5897,6	
Beban Angin	EW	43,7	24,8	68,9	151,5	814,7
Aksi lain						
Beban Gempa	WQ		6981,1	6981,1	70388,7	70388,8
Aliran Air	EF		49,3	8,9	98,7	17,9
Hanyutan/Tumbukan	EF			47,0		216,7

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB+1,2TW+2TP+Taq)

Tabel 5.80 Kombinasi Iultimit pada pile cap pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13662,8				
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1				
3	UDL + KEL	1,80	1705,3				
4	Pejalan Kaki	2,00	334,8				
5	Beban Rem	1,80		852,7		10615,8	
6	Beban Angin	1,20	52,5	29,8	82,7	181,8	977,8
7	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
8	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
Total =			16456,5	931,8	138,7	10896,3	1212,4

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+30%EQy + Taq)

Tabel 5.81 Kombinasi 2ultimit pada pile cap pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13662,8				
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1				
3	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
4	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
5	Beban gempa	1,00		2094,3	6981,1	21116,6	70388,8
Total =			14363,9	2143,7	7037,1	21215,3	70623,4

Kombinasi 3 (1,3MS+2MA+30%EQx + Taq)

Tabel 5.82 Kombinasi 3ultimit pada pile cap pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	V	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat sendiri	1,30	13662,8				
2	Beban mati tambahan	2,00	701,1				
3	Aliran Air	1,00		49,3	9,0	98,7	17,9
4	Hanyutan/Tumbukan	1,00			47,0		216,7
5	Beban gempa	1,00		6981,1	2094,3	70388,8	21116,6
Total =			14363,9	7030,5	2150,3	70487,5	21351,2

Beban vertikal ekuivalen yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \times X}{\sum X^2} + \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2}$$

Dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

M_x = Momen terhadap sumbu X

M_y = Momen terhadap sumbu Y

X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.

Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum X$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group .

$\sum Y$ = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

X = 2 meter

n = 20 buah

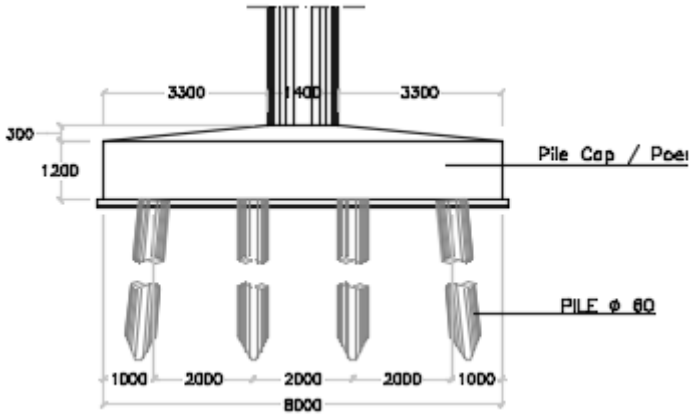
Y = 2 meter

Tabel 5.83 Beban ultimit gaya aksial satu tiang pilar

No	x	y	x ²	y ²	komb. 1	komb. 2	komb. 3
	m	m	m	m	kN	kN	kN
1	3	-2,4	9	5,76	933,39	-310,46	1925,53
2	3	-0,8	9	0,64	949,86	649,10	2215,63
3	3	-0,8	9	0,64	949,86	649,10	2215,63
4	3	0,8	9	0,64	966,33	1608,66	2505,73
5	3	2,4	9	5,76	982,81	2568,21	2795,83
6	3	4	9	16	999,28	3527,77	3085,93
7	1	-2,4	1	5,76	751,78	-664,05	750,74
8	1	-0,8	1	0,64	768,26	295,51	1040,84
9	1	-0,8	1	0,64	768,26	295,51	1040,84
10	1	0,8	1	0,64	784,73	1255,07	1330,94

11	1	2,4	1	5,76	801,20	2214,62	1621,04
12	1	4	1	16	817,67	3174,18	1911,14
13	-1	-2,4	1	5,76	570,18	-1017,63	-424,05
14	-1	-0,8	1	0,64	586,65	-58,08	-133,95
15	-1	-0,8	1	0,64	586,65	-58,08	-133,95
16	-1	0,8	1	0,64	603,12	901,48	156,15
17	-1	2,4	1	5,76	619,59	1861,04	446,25
18	-1	4	1	16	636,07	2820,59	736,35
19	-3	-2,4	9	5,76	388,57	-1371,22	-1598,84
20	-3	-0,8	9	0,64	405,04	-411,67	-1308,74
21	-3	-0,8	9	0,64	405,04	-411,67	-1308,74
22	-3	0,8	9	0,64	421,52	547,89	-1018,64
23	-3	2,4	9	5,76	437,99	1507,45	-728,54
24	-3	4	9	16	454,46	2467,00	-438,45
			120	117,76			

Perhitungan Momen



Gambar 5.19 Analisis Gaya dan Momen pada Poer

Tabel 5.84 Perhitungan reaksi tiang pancang pilar

Tiang Pancang	P komb 1	P komb 2	P komb 3
	kN	kN	kN
Σ P1	5781,53	8692,38	14744,29
Σ P2	4691,89	6570,85	7695,54
Σ P3	3602,26	4449,32	646,79
Σ P4	2512,63	2327,78	-6401,95

Tabel 5.85 Perhitungan momen Poer pilar

Reaksi Akibat	Jarak thdp Center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
Σ P1	3	17344,58	26077,15	44232,86
Σ P2	1	4691,89	6570,85	7695,54
Σ P3	1	3602,26	4449,32	646,79
Σ P4	3	7537,89	6983,35	-19205,85

Momen dalam keadaan batas (ultimit) yang digunakan dalam merencanakan pile cap adalah

$$M_u = 44232,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \text{ per meter}} = 4423,286 \text{ kN.m/m}^2$$

5.4.6.2 Perhitungan penulangan Poer

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 1450 \text{ mm} \\ H &= 1500 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 4423,286 \text{ kN.m/m}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4423,28}{0,8} = 5529,1 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5529,1 \times 10^3}{1000 \times 1562500} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,6}{390}} \right) \\ &= 0,0072\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 < 0,0072 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0072$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0072 \times 1000 \times 1450 \\ &= 5205,13 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned}
 As &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\
 &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 32^2 \\
 &= 803,84 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \quad \times \quad b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{803,84 \quad \times \quad 1000}{5205,13} \\
 &= 154,43 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32– 150 (5358,93 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 As' &= 20\% \quad \times \quad As \\
 &= 20\% \quad \times \quad 5205,13 \\
 &= 1041,03 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned}
 As &= 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad D^2 \\
 &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 16^2 \\
 &= 200,96 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \quad \times \quad b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \quad \times \quad 1000}{1041,03} \\
 &= 193,04 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 190 (1057,68 mm²)

3. Kontrol Geser Pons Poer

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} b &= \text{Keliling tiang pancang} & + & \text{tebal pilecap (mm)} \\ &= (\pi \times \text{Øspun pile}) & + & H \\ &= 887,364 & + & 1500 \\ &= 3384 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{Tebal efektif poer} & + & d' \\ &= h \text{ pons} & + & d' \\ &= 1500 & + & 50 \\ &= 1550 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3384 \times 1550 \\ &= 4788190,6 \text{ N} \\ &= 4788,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\ &= \frac{3174,18}{0,7} \\ &= 4534,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &> V_u \\ 4788,19 \text{ kN} &> 4534,54 \text{ kN} && \text{OK} \end{aligned}$$

4. Penulangan Geser

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 1450 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= 1300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 1474429 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1450 \\
 &= 128333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1450}{3} \\
 &= 483333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$1 \quad V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$1474429 > 453125 \quad \text{NOT OK}$$

$$2 \quad 0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$453125 < 1474429 > 906250 \quad \text{NOT OK}$$

$$3 \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$906250 < 1474429 > 1268750 \quad \text{NOT OK}$$

$$4 \quad \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$1268750 < 1474429 < 2718750 \quad \text{OK}$$

$$5 \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$2718750 > 1474429 < 4531250 \quad \text{NOT OK}$$

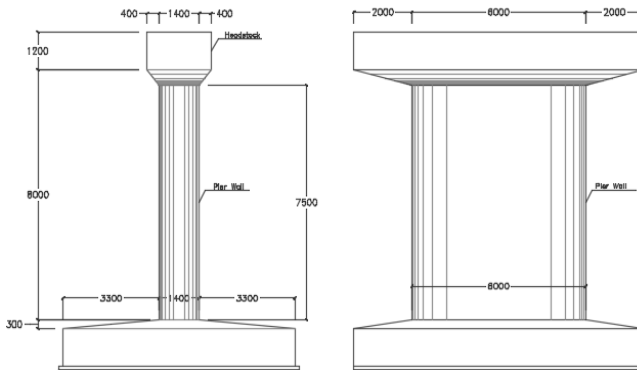
Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \varnothing 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \quad \times \quad A_s \\
 &= 6 \quad \times \quad 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad \varnothing^2 \\
 &= 6 \quad \times \quad 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 169 \\
 &= 796,39 \quad \text{mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \quad \times \quad f_y \quad \times \quad d}{V_s} \\
 S &= \frac{796,39 \quad \times \quad 240 \quad \times \quad 1250}{416667} \\
 &= 573,40 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

maka dipasang tulangan geser \varnothing 13 – 450

5.4.7 Perhitungan Dinding Pilar (Pier Wall)

5.4.7.1 Analisis Pembebanan Dinding Pilar (Pier Wall)



Gambar 5.20 Analisis pembebanan pada dinding pilar

1. Beban Sendiri Pier Wall

$$W_c = 1548,95 \text{ kN}$$

2. Berat Headstock (Pierhead)

$$W_h = 849,60 \text{ kN}$$

3. Berat Struktur Atas

$$W_t = 5536,61 \text{ kN}$$

4. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0,682$$

$$R \text{ bangunan bawah} = 1,5$$

$$R \text{ bangunan atas} = 0,8$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 5536,61 \text{ kN} & &= \frac{3775,96 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\ &= 3775,96 \text{ kN} & &= 510,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat beban Pier Wall

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 1548,95 \text{ kN} & &= \frac{1056,38 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\ &= 1056,38 \text{ kN} & &= 142,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat Head Stock

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 849,60 \text{ kN} & &= \frac{579,43 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\ &= 579,43 \text{ kN} & &= 78,30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.4.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Column Pilar

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB+Taq)

Tabel 5.86 Kombinasi 1 ultimit Column pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Pier Wall	1,30	2013,6			0,0	
2	Pier Head	1,3	1104,5			9498,5	
3	Struktur Atas	1,3	7197,6			66217,8	
4	Beban mati tambahan	2,00	455,7			0,0	
5	UDL + KEL	1,80	1231,6			0,0	
6	Pejalan Kaki	1,80	241,8			0,0	
7	Beban Rem	1,80		852,7		7844,6	
8	Aliran Air	1		49,3	9,0	24,7	4,5
9	Hanyutan/Tumbukan	1			47,0		0,8
Total =			12244,9	902,0	56,0	83585,6	5,2

Kombinasi 2 (1,3MS+2MA+Eq+Taq)

Tabel 5.87 Kombinasi 2 ultimit Column pilar

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Pier Wall	1,30	2013,6				
2	Pier Head	1,30	1104,5				
3	Struktur Atas	1,30	7197,6				
4	Gempa bang. Atas	1,00		510,3		4694,4	
5	Gempa Pier Head	1,00		78,3		693,0	
6	Gempa Pier Wall	1,00		142,8		535,3	
Total =			10315,7	731,3	0,0	5922,7	0,0

5.4.7.3 Perhitungan Penulangan Column Pilar

1. Penulangan Lentur

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

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

$$fy = 390 \text{ MPa}$$

$$d = 1350 \text{ mm}$$

$$H = 1400 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,8 \text{ mm}$$

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

$$M_u = 13930,93 \text{ kN.m/m}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{13930,93}{0,8} = 17413,7 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{17413,7 \times 10^3}{1000 \times 2402500} = 9,55 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 9,55}{390}} \right) \\ &= 0,0371 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & > & 0,0371 & > & 0,021 \end{array} \quad \text{OK}$$

Digunakan nilai $\rho_{\max} = 0,021$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,021 \times 1000 \times 1350 \\ &= 28420,02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan direncanakan terdapat 4 lapis

$$\begin{aligned} A_{s(\text{tekan})} = A_{s(\text{tarik})} &= \frac{A_s}{4} = \frac{28420,02}{4} \\ &= 7105,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,840 \times 1000}{7105,004} \\ &= 113,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 110 (7307,64 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 7105,004 \\ &= 1421,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$A_s = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 16^2 \\
 &= 200,96 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \quad \times \quad b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \quad \times \quad 1000}{1421,00} \\
 &= 141,42 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 140 (1435,43 mm²)

3. *Penulangan Geser*

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 1350 \text{ mm} \\
 H &= 1400 \text{ mm} & \phi &= 0,75 \\
 b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 2040809 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1350 \\
 &= 1125000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \quad \times \quad d}{3} \\
 &= \frac{1000 \quad \times \quad 1450}{3} \\
 &= 450000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1 \quad V_u &< 0.5 \times \phi \times V_c \\
 2040809 &> 421875 \quad \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

$$2 \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$421875 < 2040809 > 843750 \quad \text{NOT OK}$$

$$3 \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$843750 < 2040809 > 1181250 \quad \text{NOT OK}$$

$$4 \quad \phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$1181250 < 2040809 < 2531250 \quad \text{OK}$$

$$5 \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$2531250 > 2040809 < 421875 \quad \text{NOT OK}$$

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$A_v = 6 \times A_s$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 144$$

$$= 678,58 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

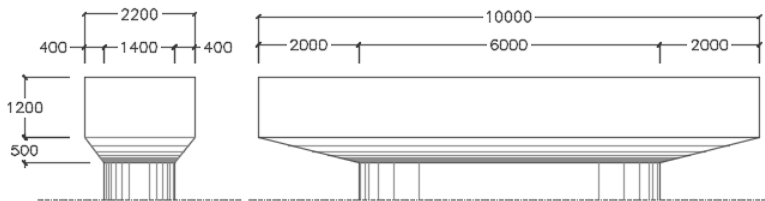
$$S = \frac{678,58 \times 240 \times 1350}{450000}$$

$$= 488,58 \text{ mm}$$

maka dipasang tulangan geser $\emptyset 12 - 480$

5.4.8 Perhitungan Pier Head

5.4.8.1 Analisis Pembebanan Pier Head



Gambar 5.21 Analisis pembebanan pada Pier Head

1. Berat Headstock (Pierhead)

$$W_h = 849,60 \text{ kN}$$

2. Berat Struktur Atas

$$W_t = 5536,61 \text{ kN}$$

3. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0,682$$

$$R \text{ bangunan bawah} = 1,5$$

$$R \text{ bangunan atas} = 0,8$$

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,682}{1,5} \times 5536,61 \text{ kN} \\ &= 3775,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{3775,96 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} \\ &= 510,27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat Head Stock

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t = \frac{0,682}{1,5} \times 849,60 \text{ kN} = 579,43 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_Q}{B_y} = \frac{579,43 \text{ kN}}{7,4 \text{ m}} = 78,30 \text{ kN/m}$$

5.4.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen Pier Head

Kombinasi 1 (1,3MS+2MA+1,8TD+1,2TW)

Tabel 5.88 Kombinasi 1 ultimit Pier Head

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu	Hx	Mx
			kN	kN	kN.m
1	Pier Head	1,30	1104,5		9498,5
2	Struktur Atas	1,30	7197,6		66217,8
3	Beban mati tambahan	2,00	701,1		0,0
4	UDL + KEL	1,80	1705,3		0,0
5	Pejalan Kaki	1,80	334,8		0,0
6	Beban Angin	1,20	52,5	75,7	128,7
Total =			11095,8	75,7	75845,1

5.4.8.3 Perhitungan Penulangan Pier Head

1. Penulangan Lentur

$$f_c' = 25 \text{ MPa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} \quad d = 2150 \text{ mm}$$

$$H = 2200 \text{ mm} \quad \phi = 0,8 \text{ mm}$$

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

$$M_u = 7584,507 \text{ kN.m/m}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7584,507}{0,8} = 9480,6 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{9480,6 \times 10^3}{1000 \times 2402500} = 2,051 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,051}{390}} \right) \\ &= 0,0054\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \rho_{\min} < & \rho < & \rho_{\max} \\ 0,0036 > & 0,0054 < & 0,021 \end{array} \quad \text{OK}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0054$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0054 \times 1000 \times 2150 \\ &= 11912,32 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan direncanakan terdapat 2 lapis

$$A_{s \text{ (tekan)}} = A_{s \text{ (tarik)}} = \frac{A_s}{2} = \frac{11912,32}{2} = 5956,16 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,840 \times 1000}{5956,16} \\ &= 134,96 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 130 (6183,38 mm²)

2. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 5956,16 \\ &= 1191,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 29

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 29^2 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{\quad} \end{aligned}$$

$$= 1191,23$$

$$= 554,2 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D29 – 150 (1200,34 mm²)

3. Penulangan Geser

$$f_c' = 25 \text{ MPa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} \quad d = 2150 \text{ mm}$$

$$H = 2200 \text{ mm} \quad \phi = 0,75 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm} \quad V_u = 1109577 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 2150$$

$$= 1791667 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 2150}{3}$$

$$= 716666,7 \text{ N}$$

$$1 \quad V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$1109577 > 671875 \quad \text{NOT OK}$$

$$2 \quad 0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$671875 < 1109577 < 1343750 \quad \text{OK}$$

$$3 \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$1343750 > 1109577 < 1881250 \quad \text{NOT OK}$$

$$4 \quad \phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$1181250 > 1109577 < 4031250 \quad \text{NOTOK}$$

$$5 \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$4031250 > 1109577 < 6718750 \quad \text{NOT OK}$$

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$A_v = 6 \quad \times \quad A_s$$

$$= 6 \quad \times \quad 0,25 \quad \times \quad \pi \quad \times \quad \emptyset^2$$

$$= 6 \quad \times \quad 0,25 \quad \times \quad 3,14 \quad \times \quad 169$$

$$= 796,39 \quad \text{mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \quad \times \quad f_y \quad \times \quad d}{V_s}$$

$$S = \frac{796,39 \quad \times \quad 240 \quad \times \quad 1350}{450000}$$

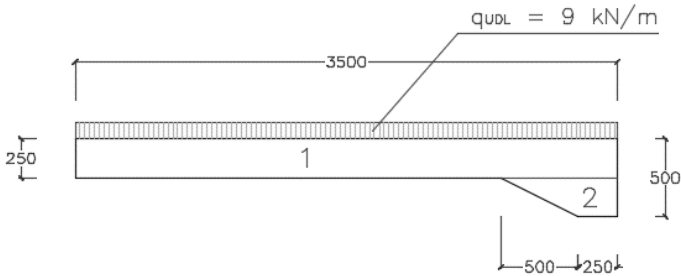
$$= 573,40 \quad \text{mm}$$

maka dipasang tulangan geser \emptyset 13 – 450

BAB VI PERHITUNGAN BANGUNAN PELENGKAP

6.1. Perhitungan Pelat Injak

6.1.1. Analisa Pembebanan



Gambar 6.1 Analisa pembebanan pada pelat injak

1. Beban Sendiri

$$\begin{aligned} q_1 &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\ &= 0,25 \quad \times \quad 3,5 \quad \times \quad 25 \\ &= 21,87 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc \\ &= 0,5 \quad \times \quad 0,67 \quad \times \quad 25 \\ &= 8,3 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= q_1 + q_2 \\ &= 30,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat UDL

$$\begin{aligned} q &= q \quad \times \quad L \\ &= 9 \quad \times \quad 3,5 \\ &= 31,5 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Aspal

$$q = ta \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc$$

$$= 0,1 \quad \times \quad 3,5 \quad \times \quad 22$$

$$= 7,7 \quad \text{kN/m}$$

4. Berat Genangan Air Hujan

$$q = \text{th} \quad \times \quad L \quad \times \quad Wc$$

$$= 0,02 \quad \times \quad 3,5 \quad \times \quad 9,8$$

$$= 0,68 \quad \text{kN/m}$$

6.1.2. Perhitungan Gaya dan Momen Pelat Injak

Kombinasi1 (1,3MS+2MA+1,8TD)

Tabel 6.1Kombinasi 1 ultimit pelat injak

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1,30	39,27	3,5	60,13
2	Beban UDL	1,30	40,95	3,5	62,70
3	Beban Aspal	2,00	15,40	3,5	23,58
4	Beban Air Hujan	2,00	1,372	3,5	2,10
	Total		95,62		148,52

6.1.3. Perhitungan Penulangan Pelat Injak

a. Penulangan Lentur

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

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$d = 220 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 0,8 \text{ mm}$$

$$b = 4000 \text{ mm}$$

$$Mu = 148,52 \text{ kN.m/m'}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{148,52}{0,8} = 185,65 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d'} = \frac{185,65 \times 10^3}{1000 \times 2402500} = 1,09 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 1,09}{390}} \right) \\ &= 0,0029\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & > & 0,0029 & < & 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 3500 \times 220 \\ &= 2764,10 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 22

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 379,94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{379,94 \times 1000}{2764,10} \\
 &= 358,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D22– 350 (2834 mm²)

b. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 2764,10 \\
 &= 1382,1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,69 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

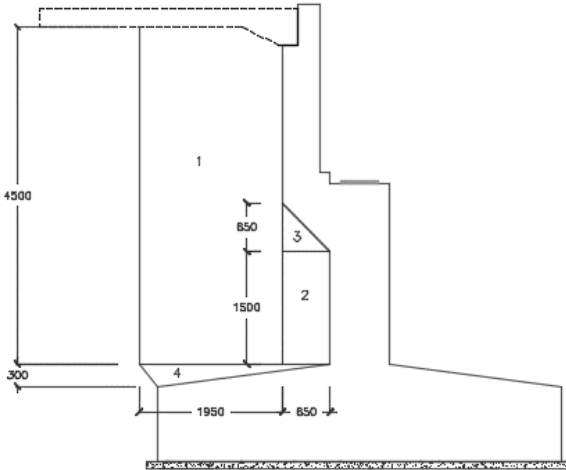
Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,69 \times 1000}{1382,1} \\
 &= 336 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13 – 300 (1547,8mm²)

6.2. Perhitungan Wing Wall

6.2.1 Analisa Pembebanan Wing Wall



Gambar 6.2 Analisa pembebanan pada wing wall

1. Beban Sendiri

Tabel 6.2 Berat sendiri wing wall

Bagian	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	2,633	65,81	1,625	1,3	139,0289
2	0,293	7,313	0,325	1,3	3,089531
3	0,063	1,584	0,217	1,3	0,446266
4	0,117	2,925	0,867	1,3	3,2955
Total					145,86

2. Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Berat jenis tanah, } \gamma_t = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tinggi tibunan, } H = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah, } \phi = 17^\circ$$

$$\text{Lebar wing wall, } B_x = 4 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,6 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned}
 q &= 0,6 \text{ m} \times \gamma t \\
 &= 0,6 \text{ m} \times 17,5 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,5 \text{ kN/m} \\
 K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\
 &= \tan^2(45^\circ - 17^\circ/2) \\
 &= 0,43 \\
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \times B_x \\
 &= 10,5 \times 0,43 \times 4,5 \times 4 \\
 &= 20,30 \text{ kN} \\
 P_{Ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_x \\
 &= 0,5 \times 0,43 \times 17,5 \times 4,5^2 \times 4 \\
 &= 76,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 6.3 Tekanan dan Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mu kN.m
P _{TA 1}	20,30	1,3	1,25	32,99
P _{TA 2}	76,13	1,73	1,25	164,95
			Total	197,95

6.2.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall

a Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 250 \text{ mm} \\
 H &= 300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\
 b &= 4500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 343,81 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{343,81}{0,8} = 429,76 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{429,76 \times 10^6}{1000 \times 2402500} = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

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

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 1,53}{390}} \right) \\ &= 0,0041 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 < 0,0041 < 0,021 & \text{OK} \end{array}$$

Digunakan nilai $\rho = 0,0041$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0049 \times 4500 \times 250 \\ &= 4038,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 4500}{4038,46} \\ &= 224 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 200 (4522 mm²)

c. Penulangan Bagi

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 4038,46 \\ &= 2019 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,7 \times 4500}{2019} \\ &= 296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13 – 250 (2388 mm²)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII KESIMPULAN

7.2 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan yang diperoleh dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Dimensi melintang lantai kendaraan lengkap dengan trotoar adalah 10 m untuk jalan 2 jalur 2 arah.
2. Pelat lantai kendaraan komposit, dengan tebal pelat beton bertulang 300 mm dan aspal 100 mm. Tulangan terpasang arah melintang D16-35 dan arah memanjang D13-60.
3. Gelagar memanjang menggunakan profil WF 1600.800.48.30. Untuk diafragma, pada batang horizontal menggunakan profil L120.120.30 dan pada pbatang diagonal menggunakan profil L 80.80.12 dengan BJ 55.
4. Kontruksi abutmen 1 dan 2 menggunakan ukuran yang sama dengan jumlah tiang pancang 14 buah dengan diameter tiang 600m. Untuk tiang pancang pada pilar menggunakan diameter 600mm sebanyak 24 buah tiang. Stabilitas struktur bangunan bawah diperhitungkan untuk beban layan (service load) dan juga dikontrol terhadap beban-beban selama masa pelaksanaan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-02-2017.** Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-03-2005.** Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-12-2004.** Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- **Rancangan Standar Nasional Indonesia RSNI 2833:201X.** Perancangan Jembatan terhadap beban gempa. Departemen Pekerjaan Umum.
- Setiawan, Agus. 2013. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD** Edisi Kedua. Jakarta : PENERBIT ERLANGGA.
- Nasution, Ir.Thamrin. 2011. **Struktur Baja 1** Modul 6. Malang: Departemen Teknik Sipil ITM.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Jombang, 11 April 1996, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Darma Wanita Jombang, SDN Darurejo II Jombang, SMPN 2 Plandaan Jombang, dan SMAN Ploso Jombang. Setelah lulus dari SMAN tahun 2014, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Program Studi Diploma Teknik Sipil

FTSP-ITS dengan jenjang D3 pada tahun 2014 dengan NRP 3114 030 054.

Di jurusan teknik sipil, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar yang diadakan di Jurusan dan aktif sebagai fungsionaris dalam Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri baik yang diadakan di Jurusan, Fakultas maupun Institut. Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan kepanitian dalam beberapa *event* Jurusan maupun Institut serta aktif dalam kegiatan kontribusi lainnya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Jombang, 5 Agustus 1996, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Tunas Bangsa Jombang, SDN Jatibanjar II Jombang, SMPN 1 Ploso Jombang, dan SMAN Ploso Jombang. Setelah lulus dari SMAN tahun 2014, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Program Studi Diploma Teknik Sipil FTSP-ITS dengan jenjang

D3 pada tahun 2014 dengan NRP 3114 030 057.

Di jurusan teknik sipil, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar yang diadakan di Jurusan dan aktif sebagai fungsionaris dalam Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri baik yang diadakan di Jurusan, Fakultas maupun Institut. Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan kepanitiaan dalam beberapa *event* Jurusan maupun Institut serta aktif dalam kegiatan kontribusi lainnya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT BALOK MENERUS

WILDA APRIL LIYANTO
NRP. 3114 030 054.

MARIA AGUSTIN WAHYUNINGTYAS
NRP. 3114 030 057

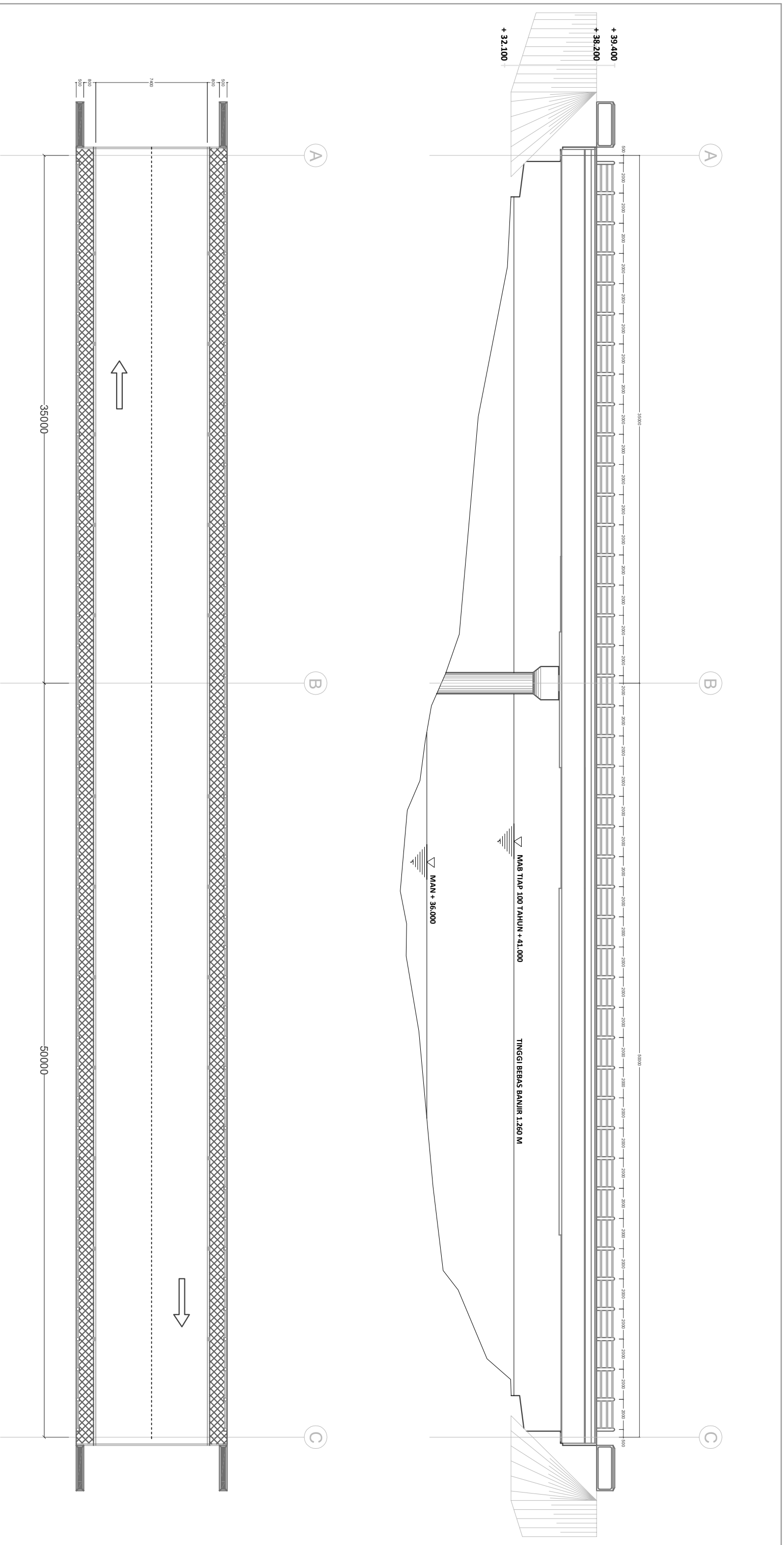
PEMBIMBING
Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017

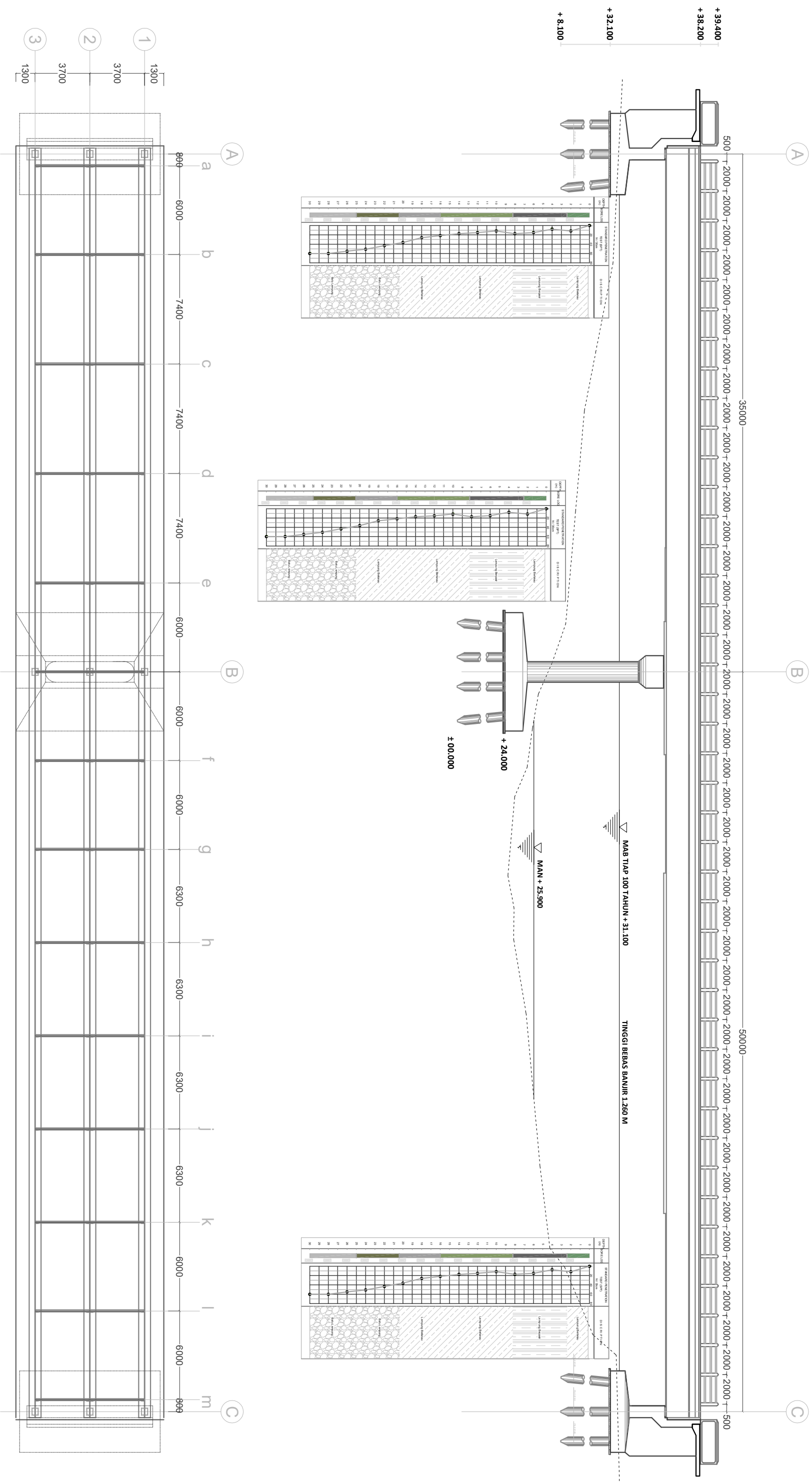
Daftar Isi

Lembar

Tampak Atas dan memanjang Jembatan.....	1
Potongan Memanjang dan Plan.....	2
Detail Potongan Melintang.....	3
Detail Sambungan Diafragma a s/d m.....	4
Detail Sambungan Diafragma a s/d m.....	5
Detail Sambungan Diafragma pada AS B.....	6
Detail Sambungan Diafragma pada AS B.....	7
Detail Profil Gelagar Memanjang.....	8
Konfigurasi Sambungan pada Gelagar 1, 2, dan 3.....	9
Detail Sambungan S1 dan S2.....	10
Detail Sambungan S3 dan S4.....	11
Detail Sambungan S5 dan S6.....	12
Detail Sambungan S7 dan S8.....	13
Detail Dimensi Abutment 1.....	14
Konfigurasi Tiang Pancang Abutmen 1.....	15
Detail Penulangan Abutmen 1.....	16
Detail Dimensi Abutment 2.....	17
Konfigurasi Tiang Pancang Abutmen 2.....	18
Detail Penulangan Abutmen 2.....	19
Detail Penulangan Wings Wall	20
Detail Dimensi Pilar	21
Konfigurasi Tiang Pancang Pilar.....	22
Detail Penulangan Pilar.....	23



	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Nama/NRP Mahasiswa	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS	Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001	Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057	Tampak Atas dan memanjang Jembatan	1 : 250	01	23



Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP. 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Nama Gambar

Potongan Memanjang dan
Plan

Skala

1 : 250

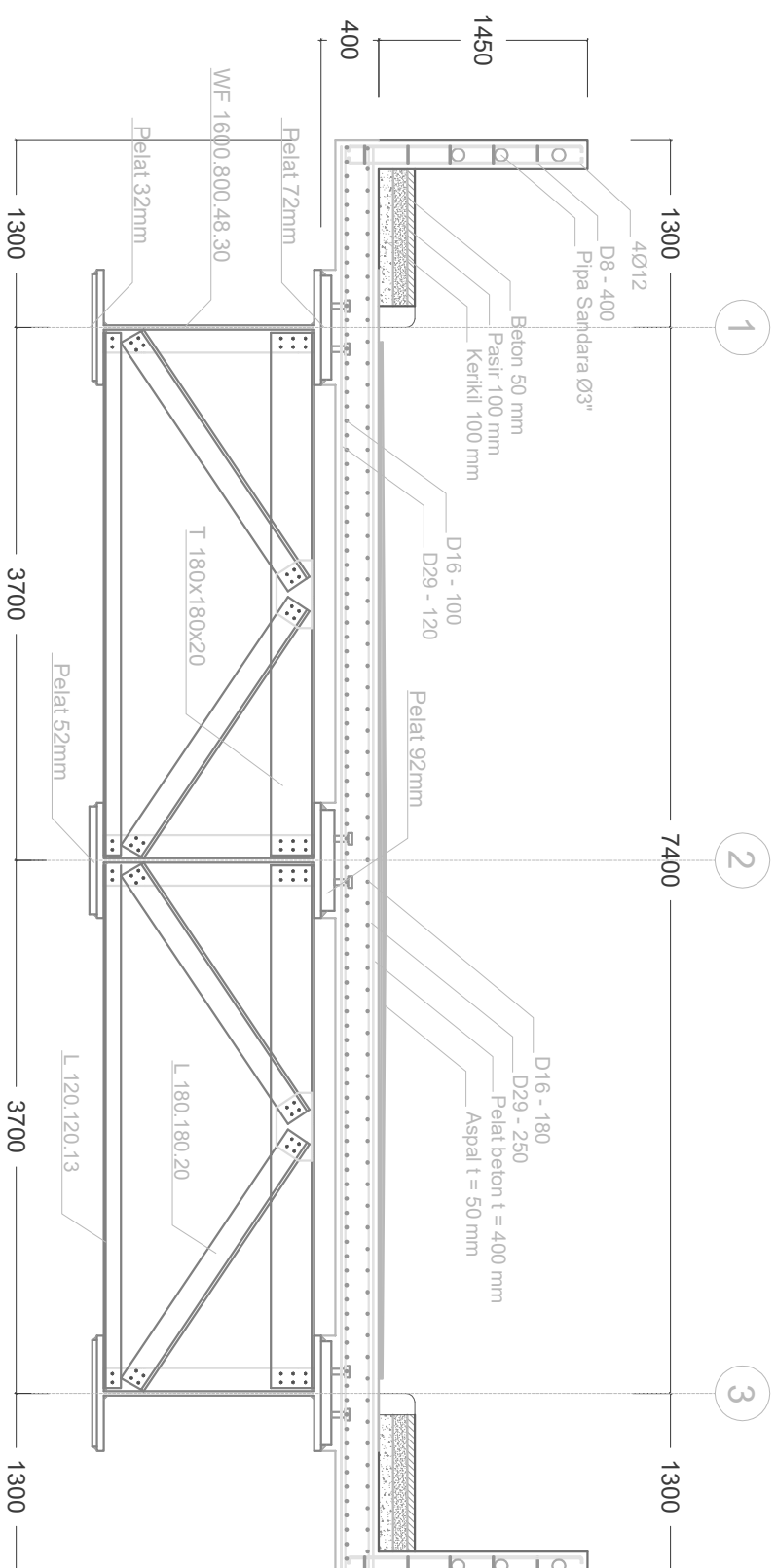
Jml. Lembar

02

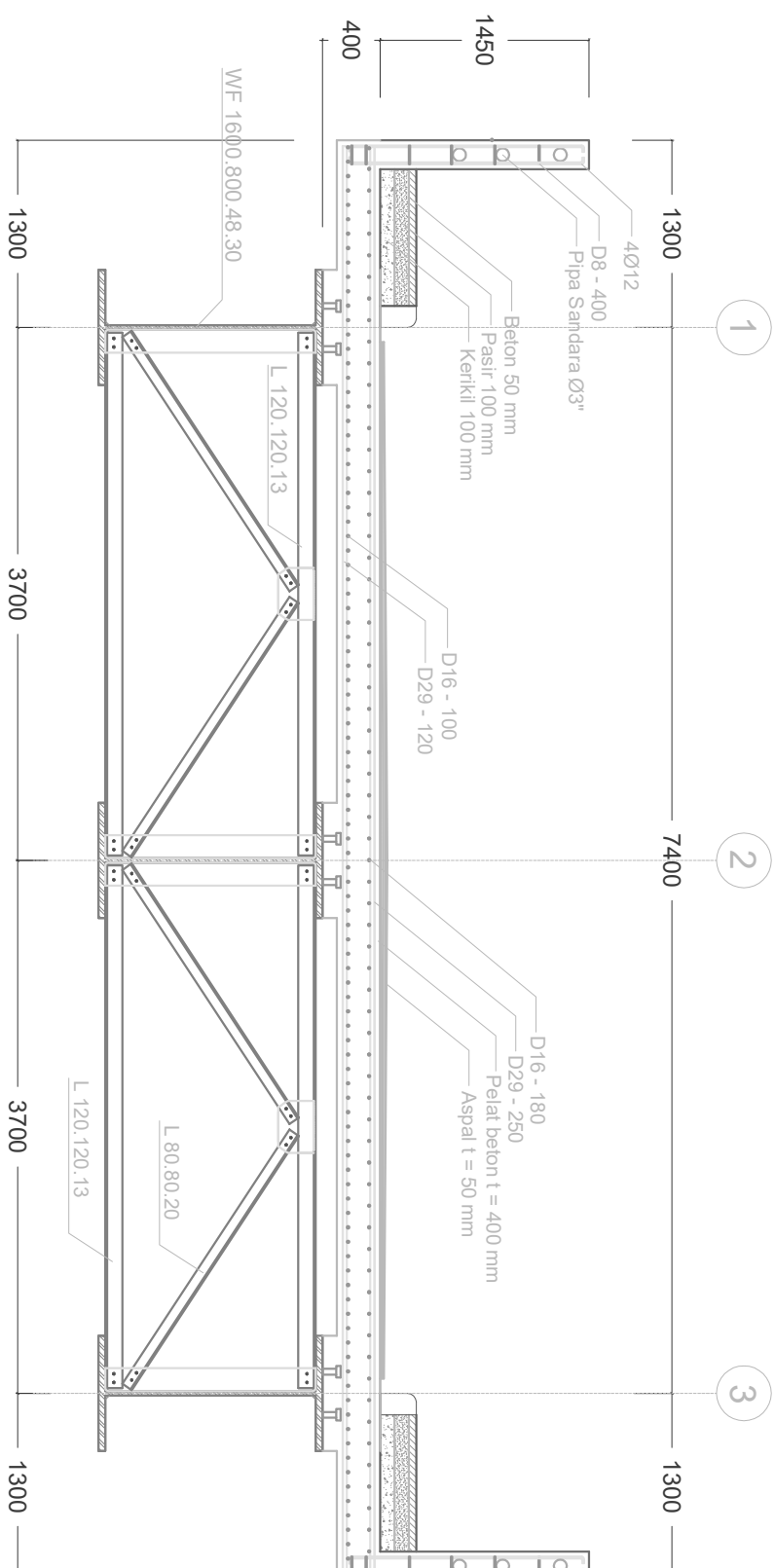
No. Lembar

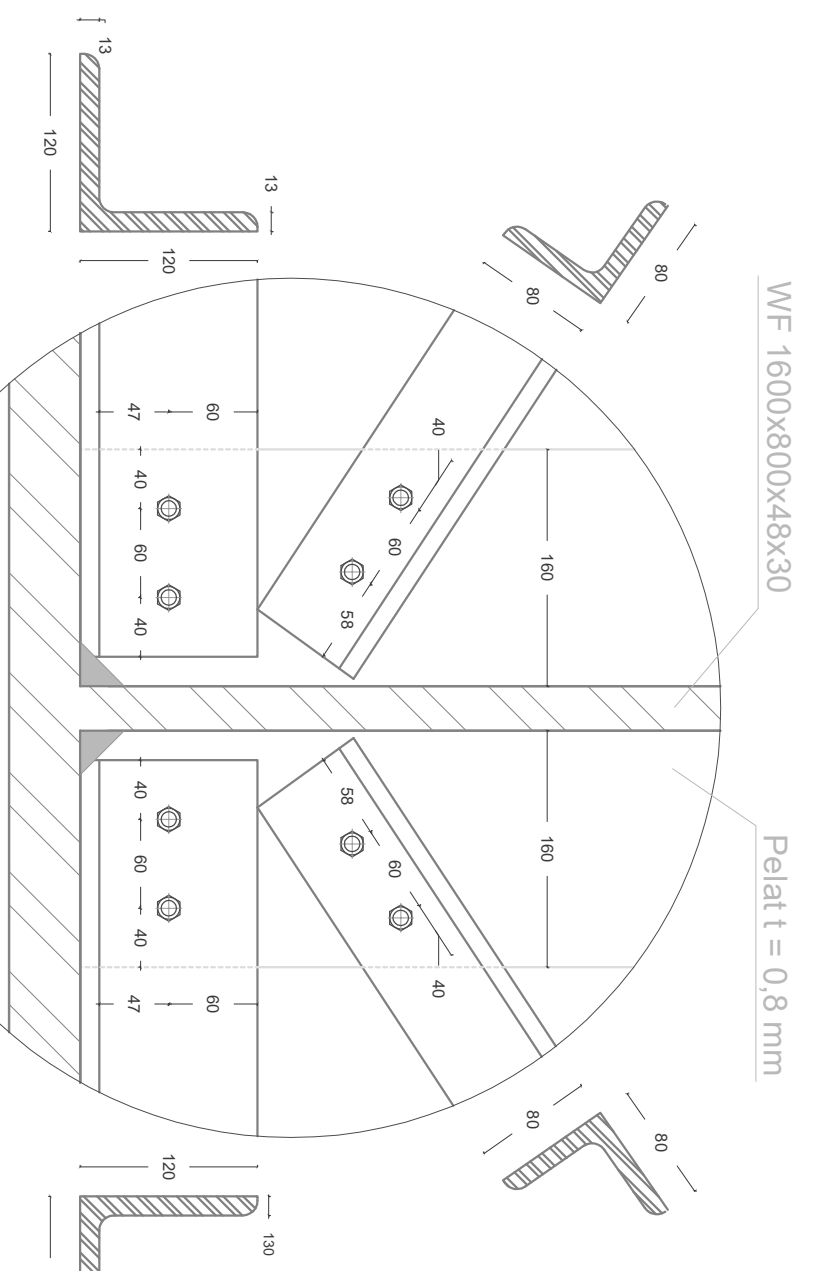
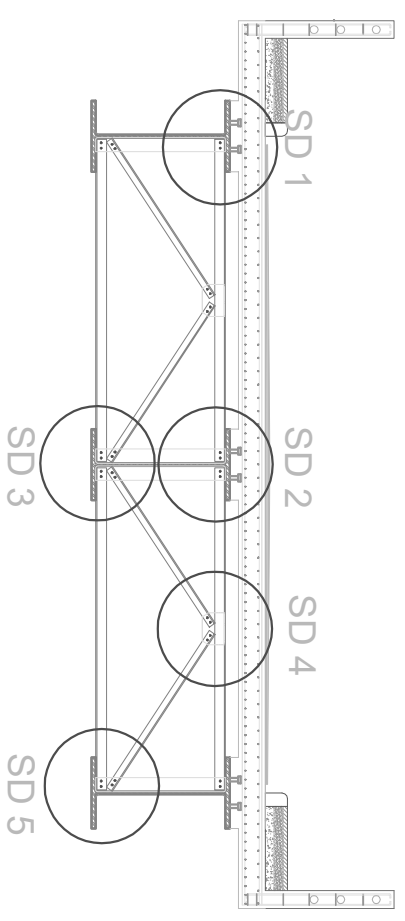
23

Detail Diafragma pada As B

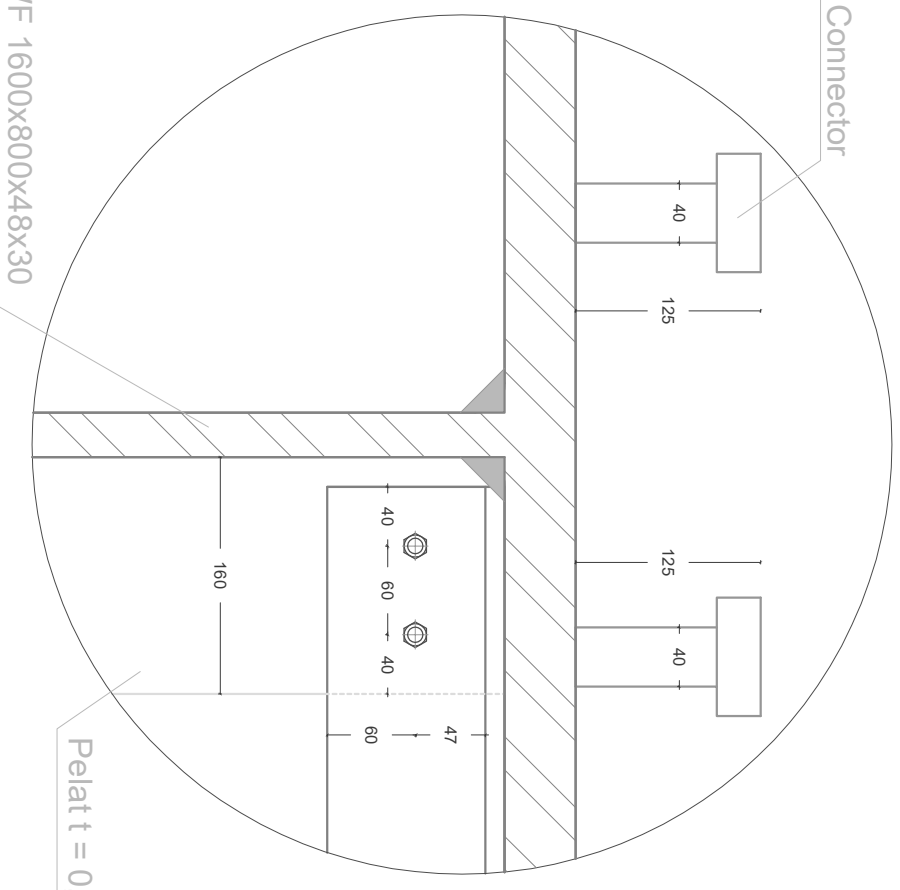


Detail Diafragma a/s/d m

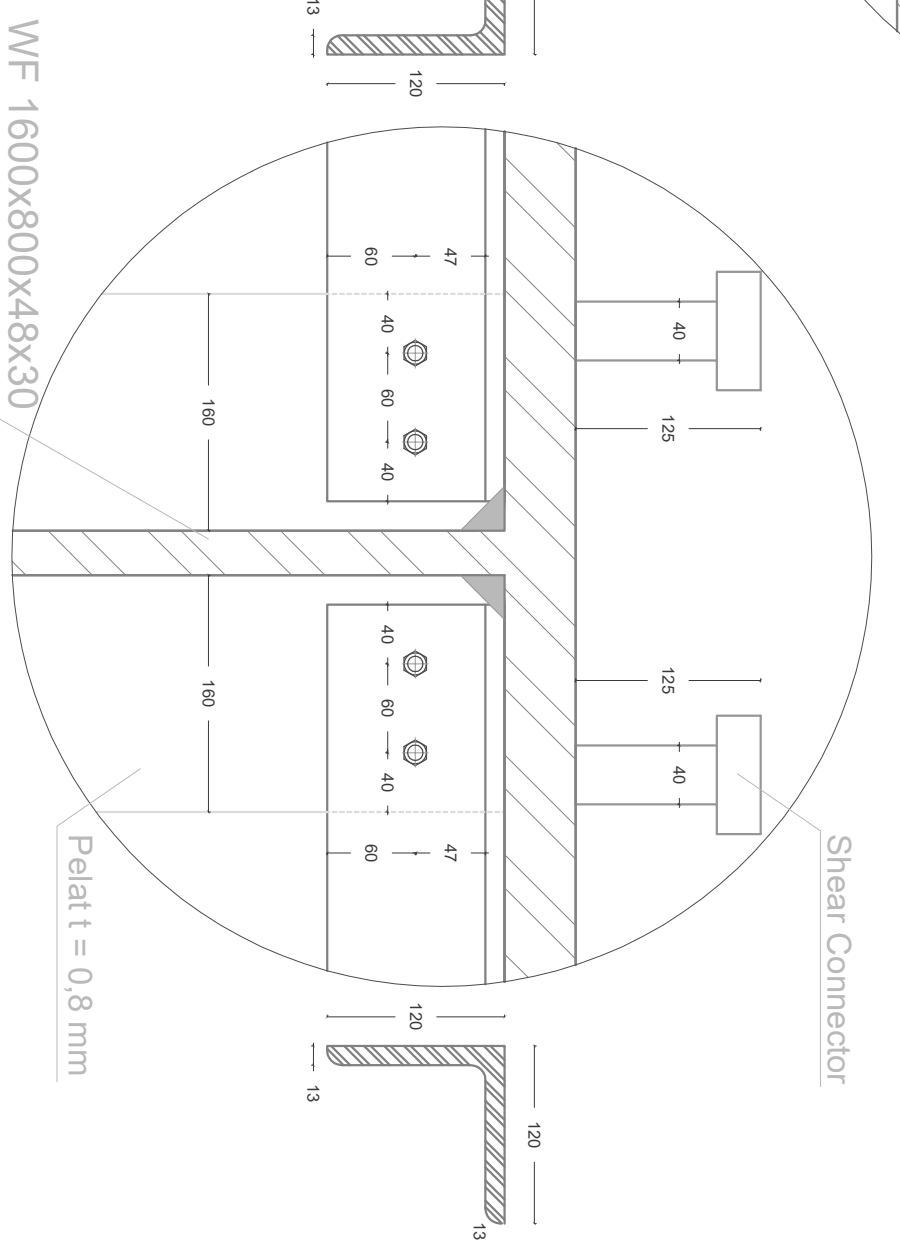




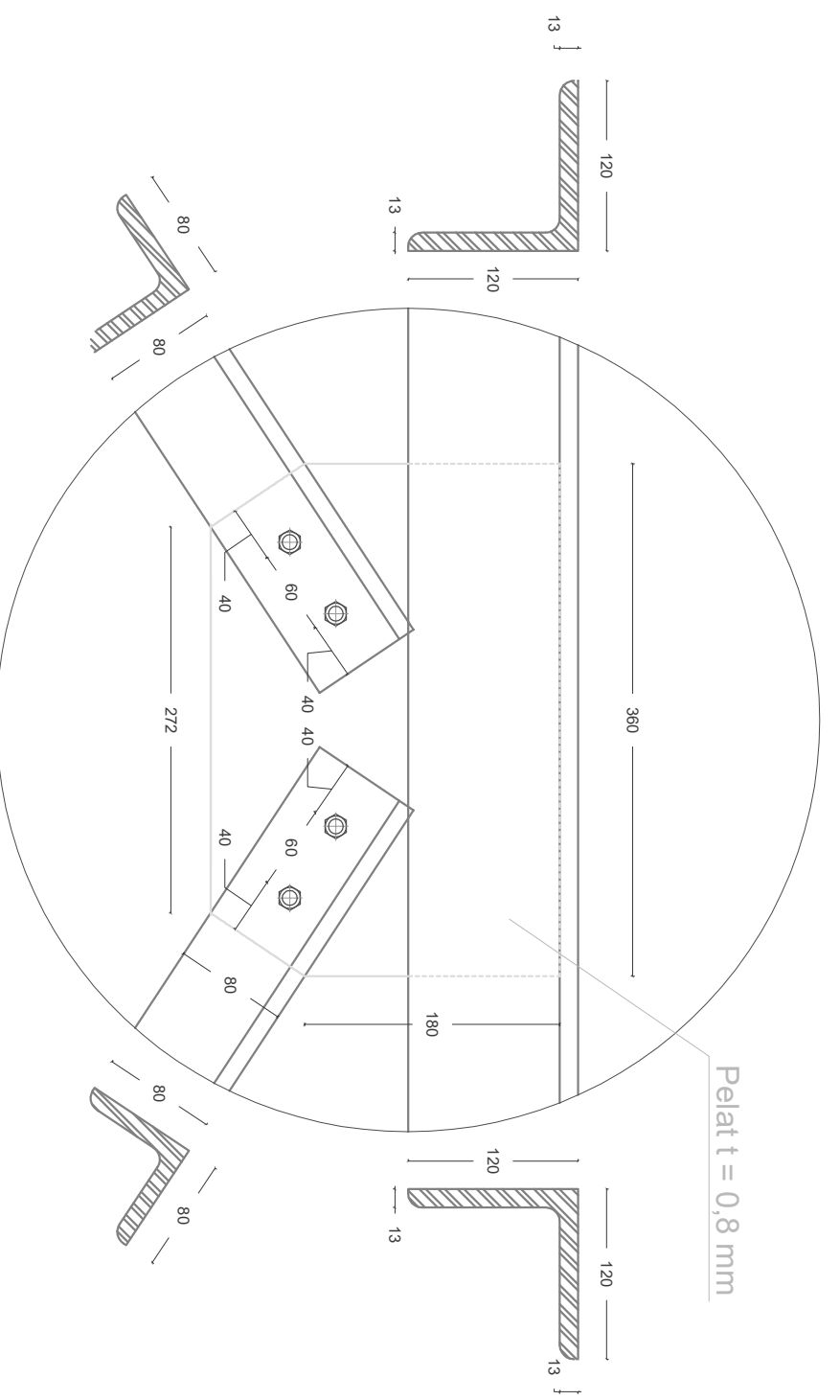
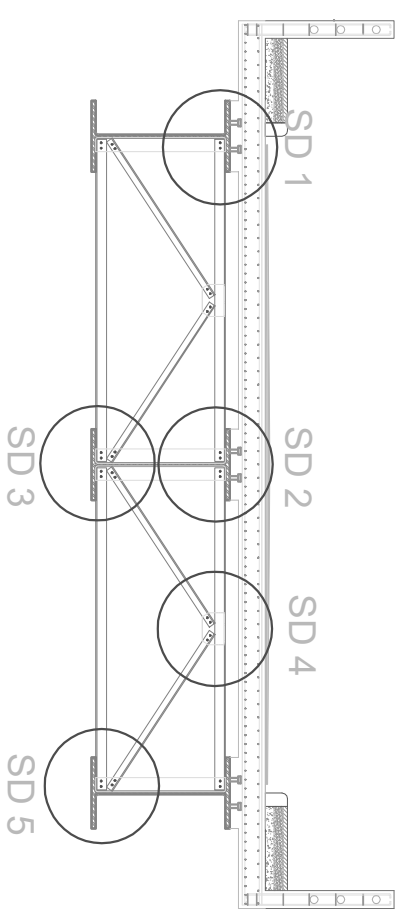
Detail SD 3



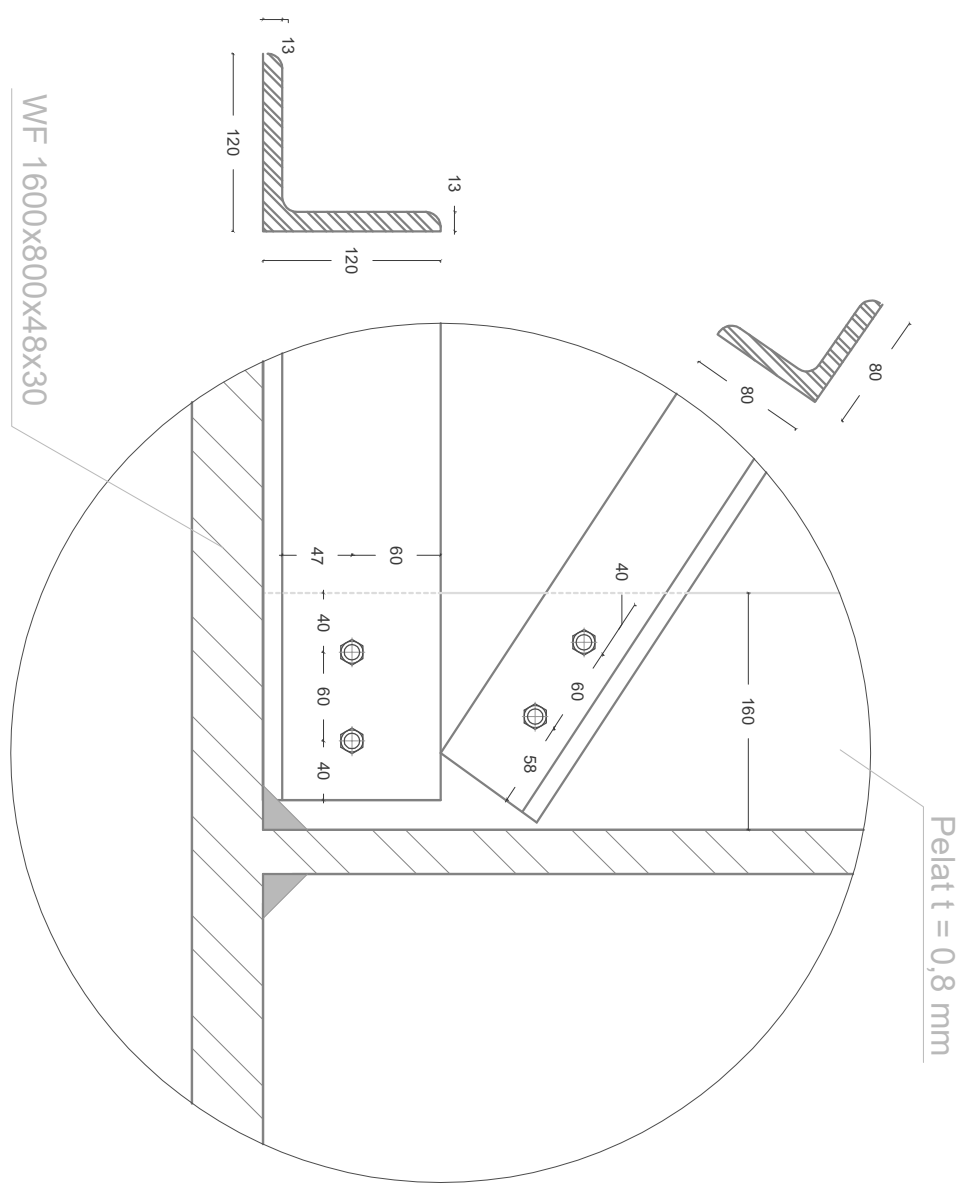
Detail SD 1



Detail SD 2



Detail SD 4



Detail SD 5

WF 1600x800x48x30

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP. 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Nama Gambar

Detail Sambungan
Diafragma a s/d m

Skala

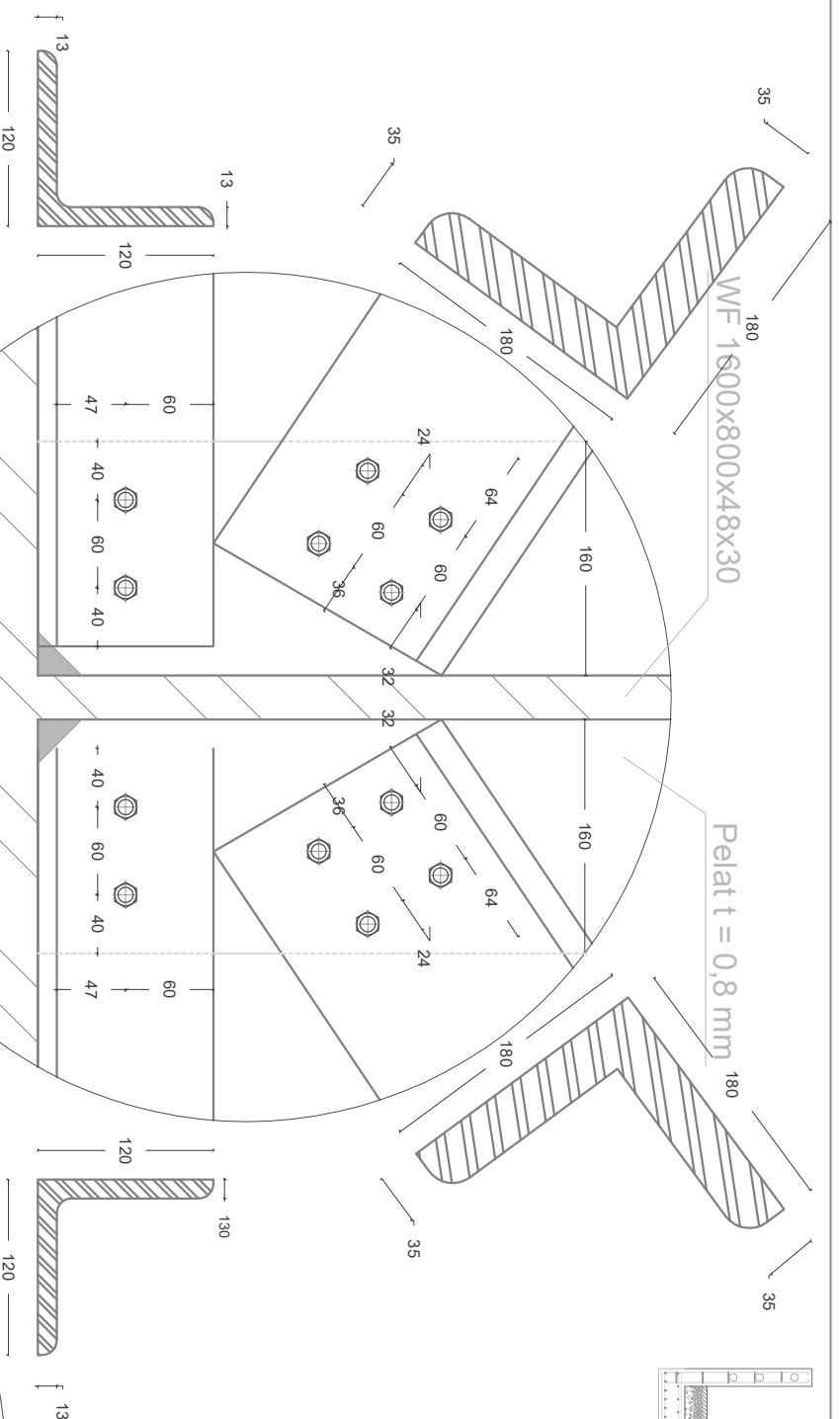
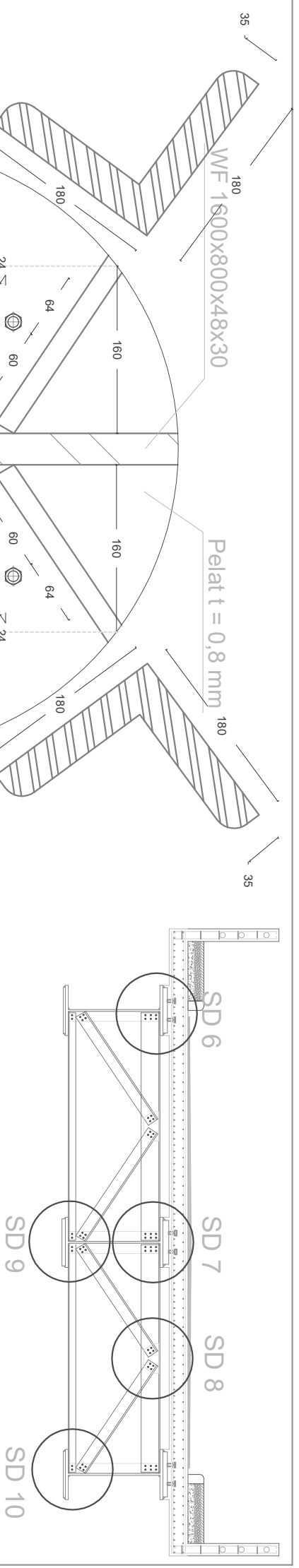
1 : 5

Jml. Lembar

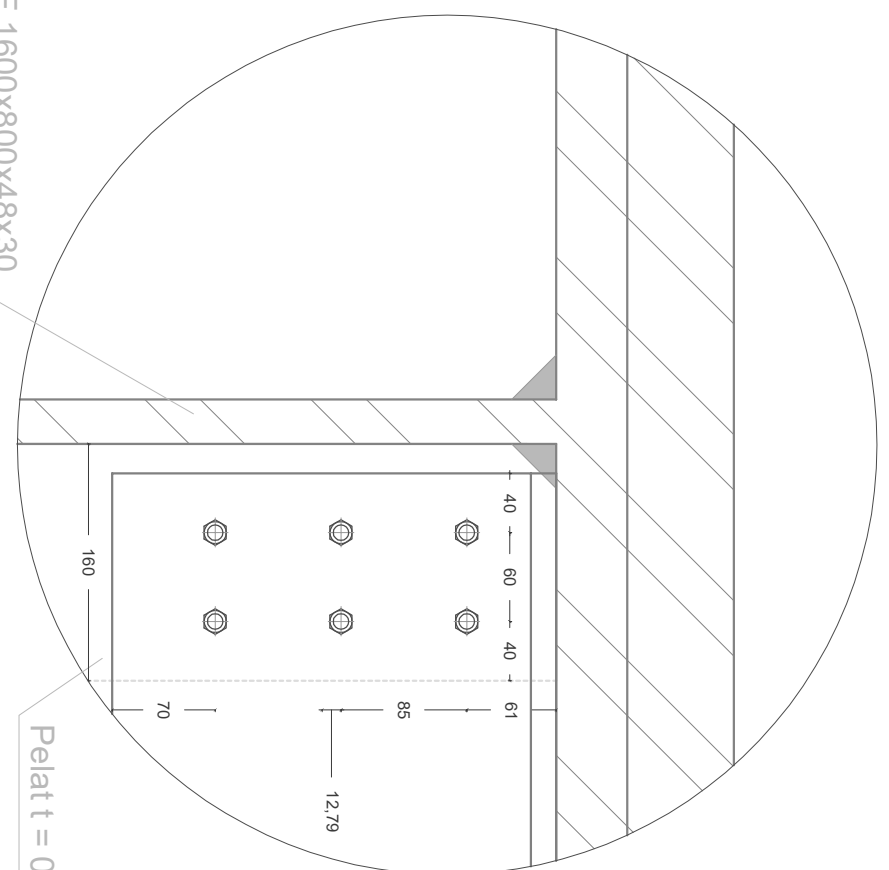
05

No. Lembar

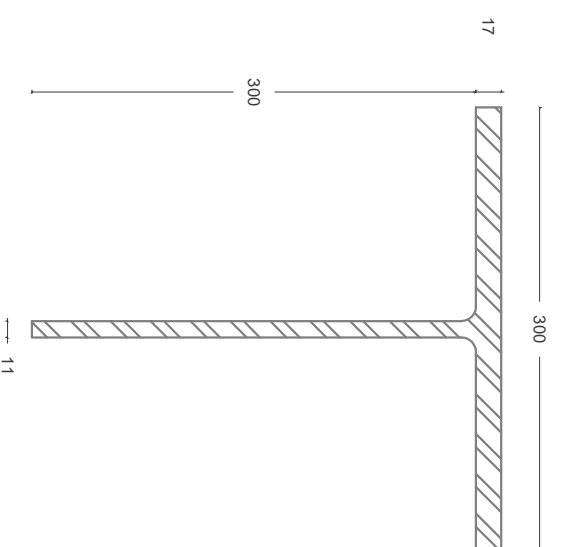
23



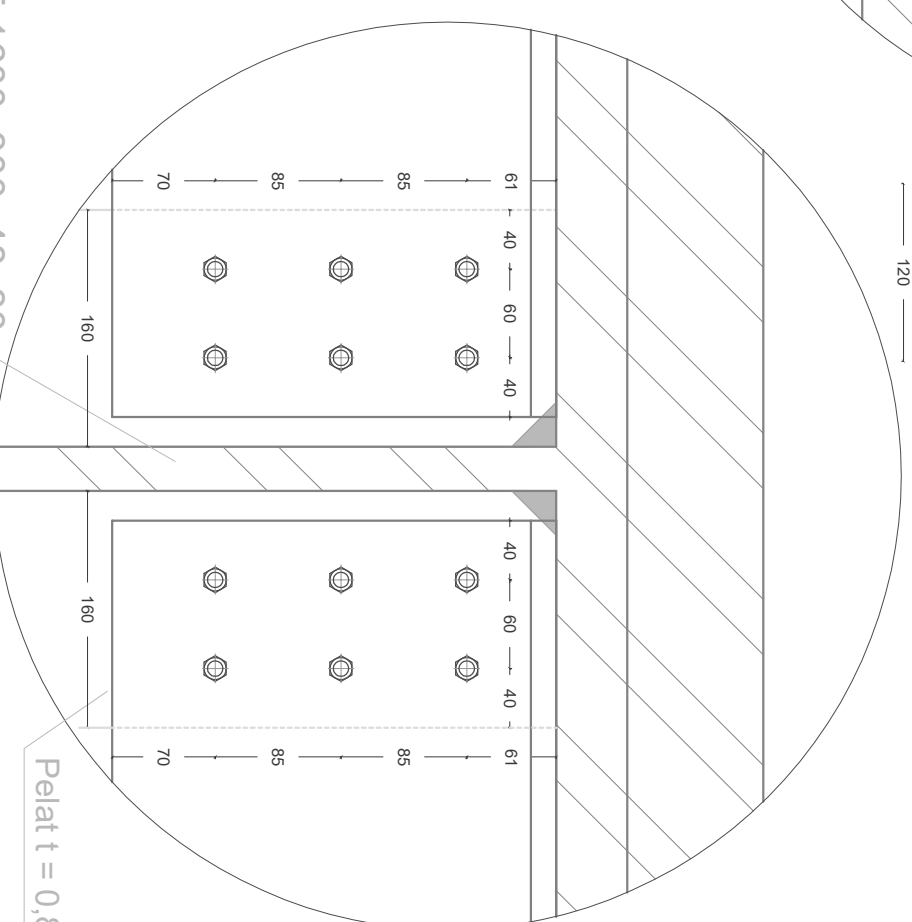
Detail SD 8



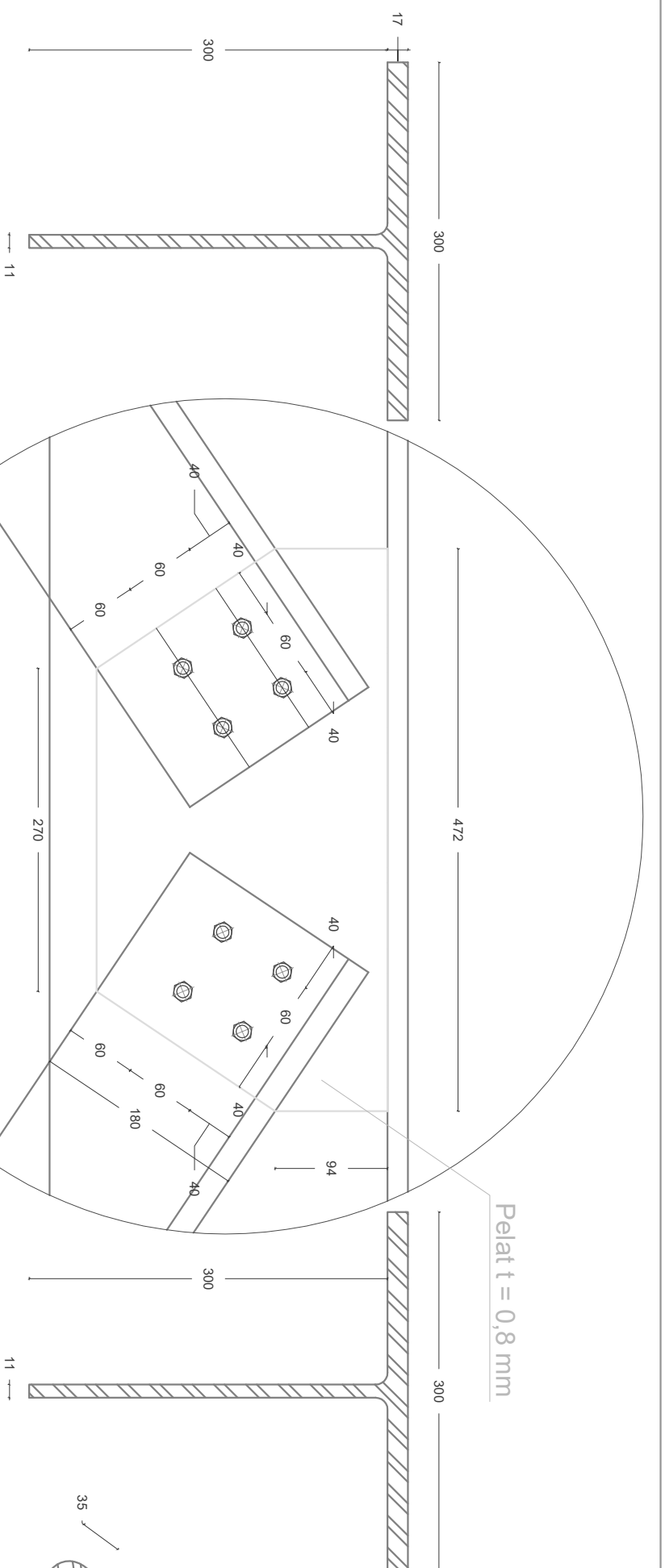
Detail SD 6



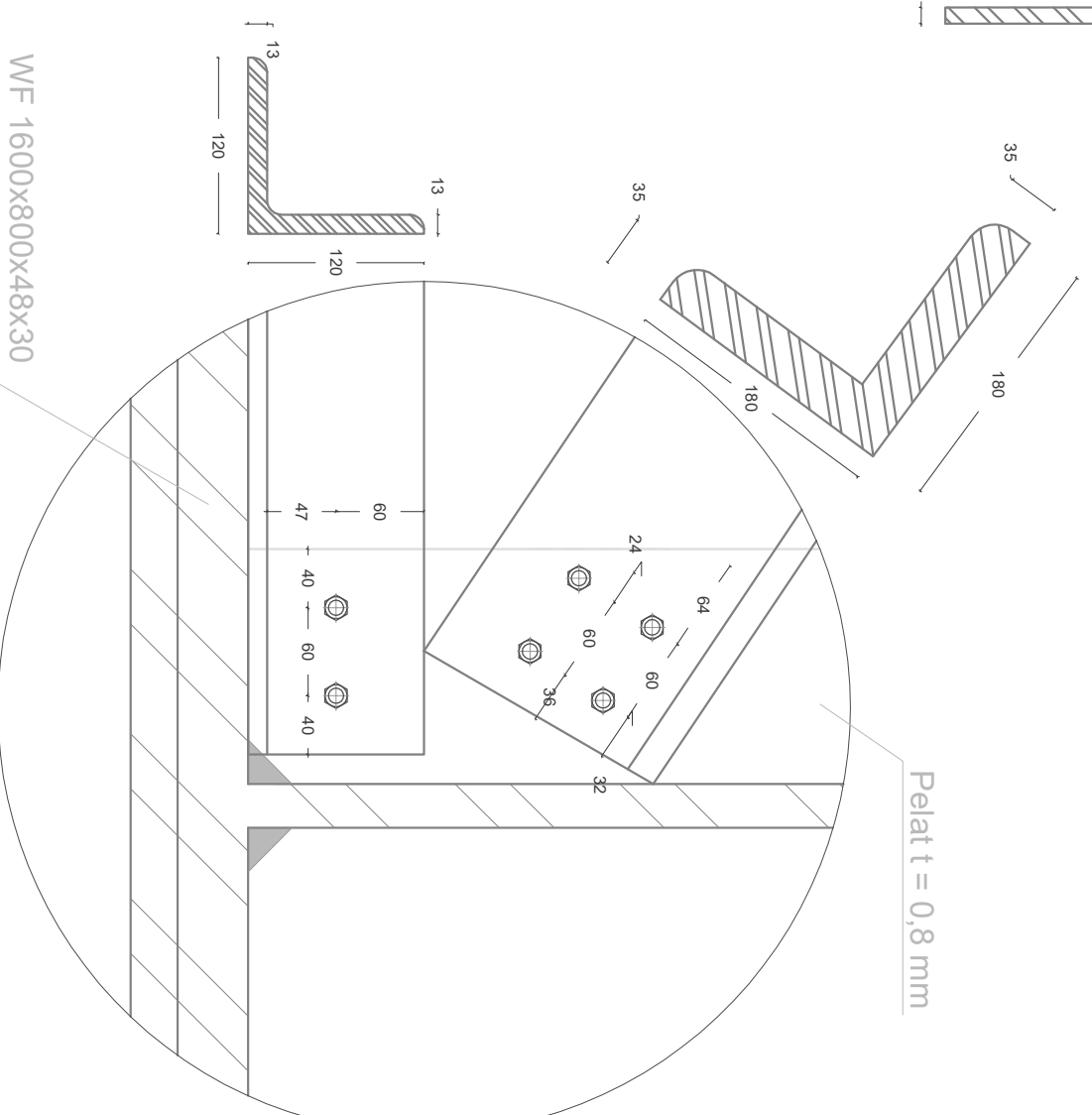
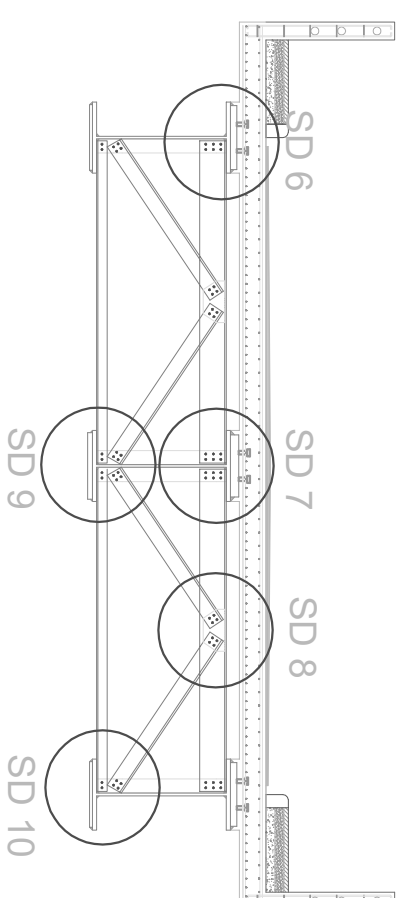
Detail SD 7



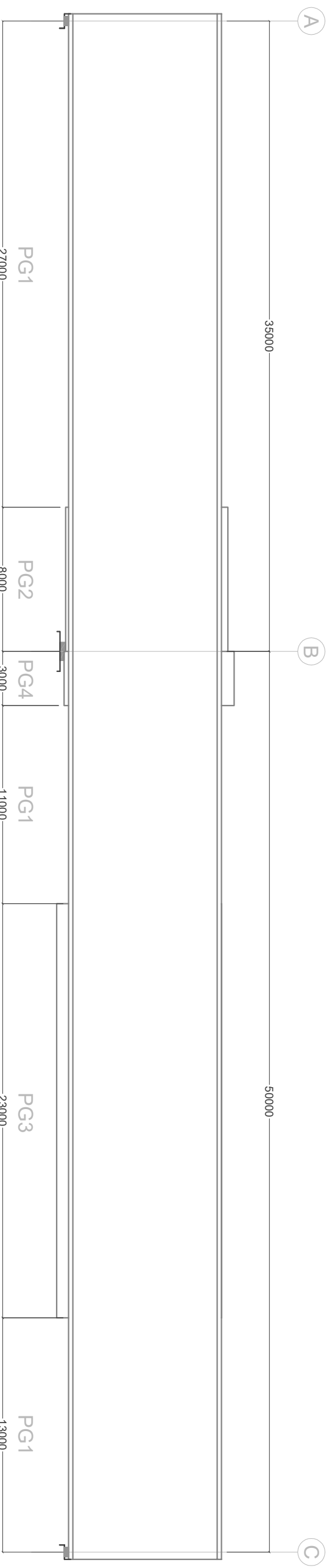
Detail SD 7



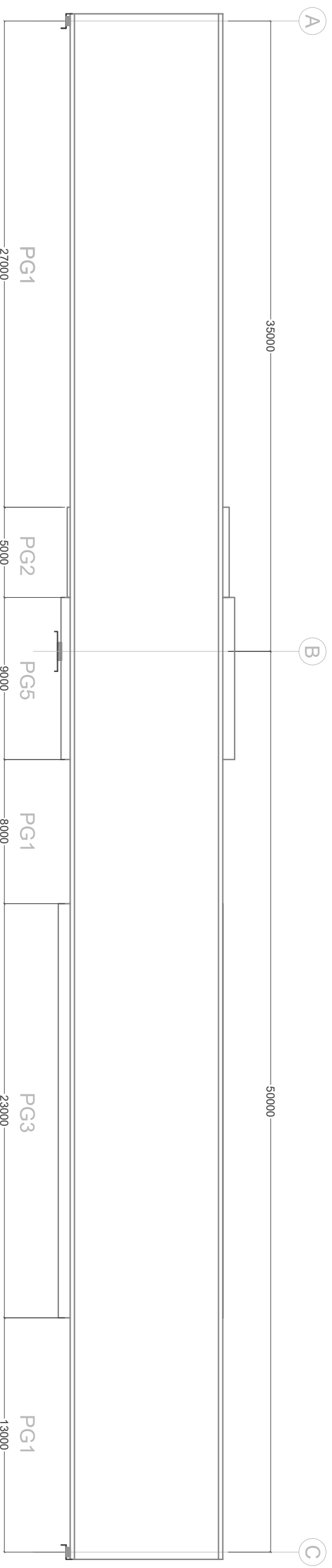
Detail SD 9



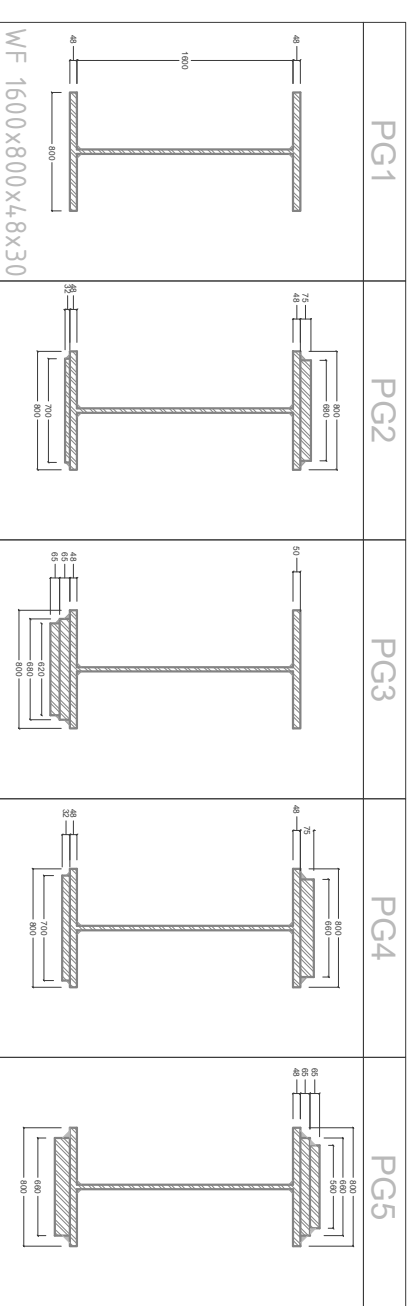
Detail SD 10



Gelagar 1 & 3



Gelagar 2



Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP. 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Nama Gambar

Detail Profil Gelagar
Memanjang

Skala

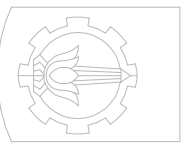
Vertikal
1 : 50
Horisontal
1 : 250

Jml. Lembar

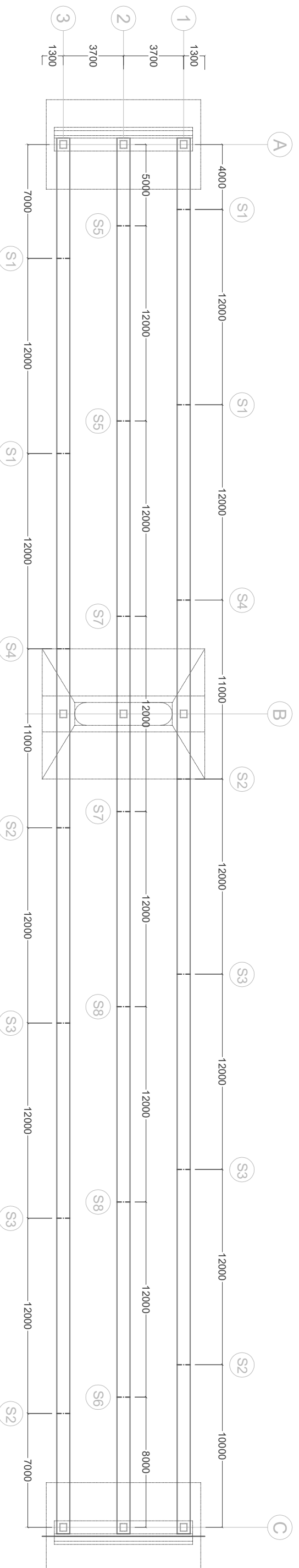
08

No. Lembar

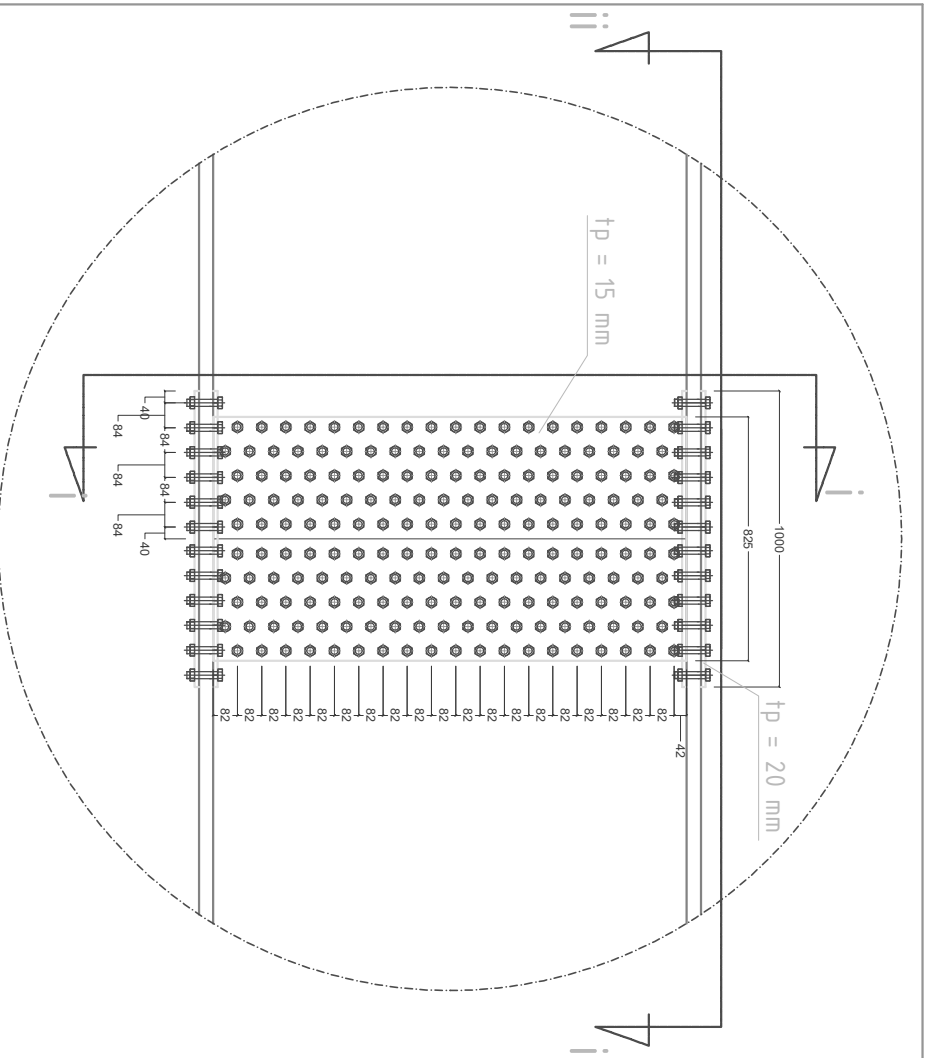
23



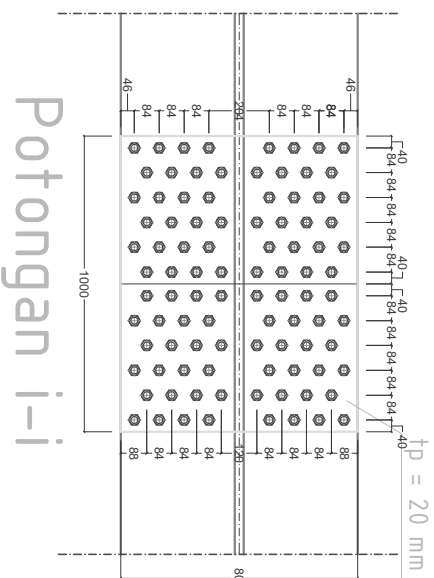
FTS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember



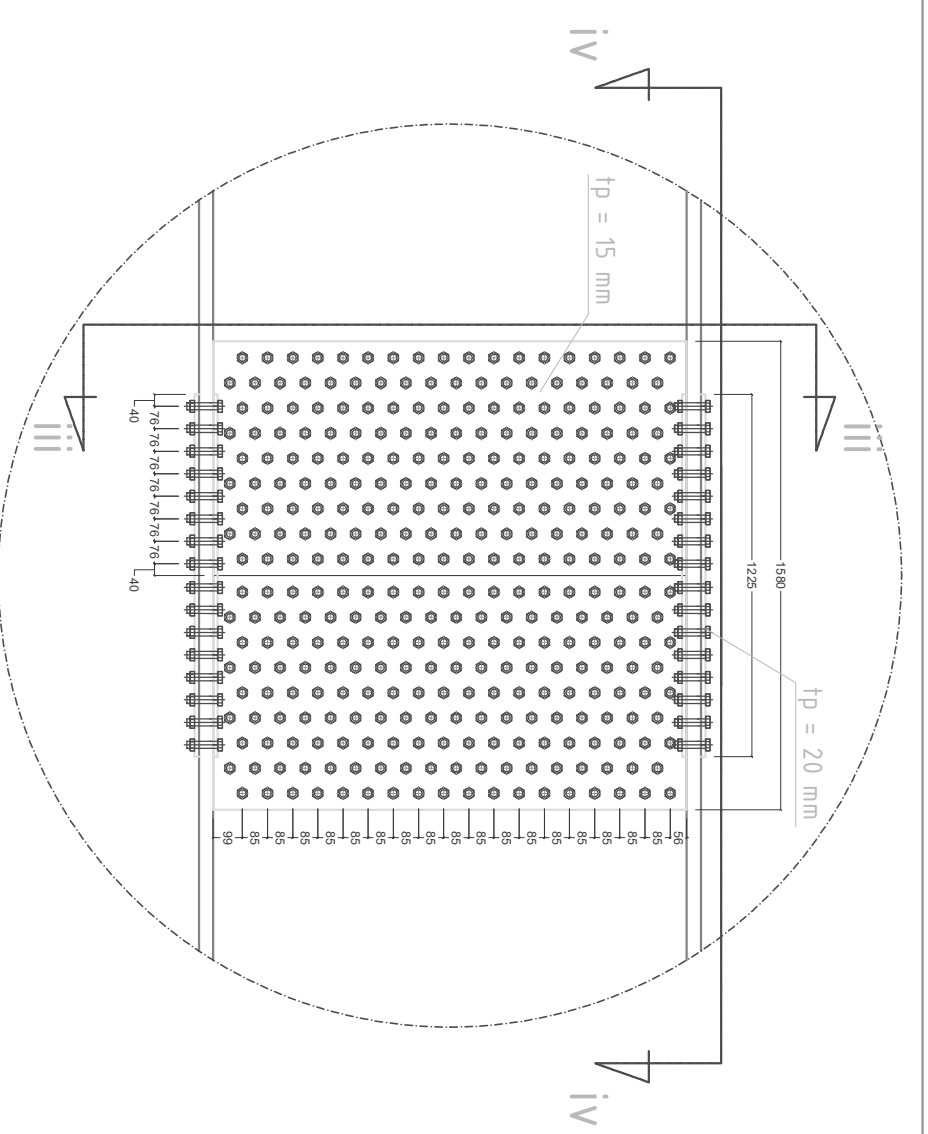
	Judul Tugas Akhir		MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS	Dosen Pembimbing Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001	Nama/NRP Mahasiswa Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057	Nama Gambar Konfigurasi Sambungan pada Gelagar 1, 2, dan 3	Skala 1 : 250	Jml. Lembar 09	No. Lembar 23



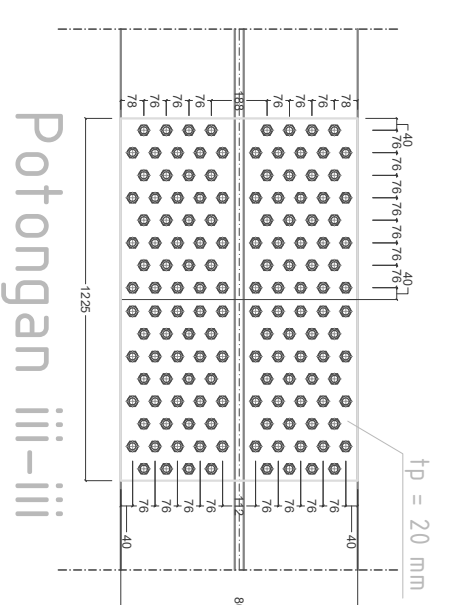
Detail S1



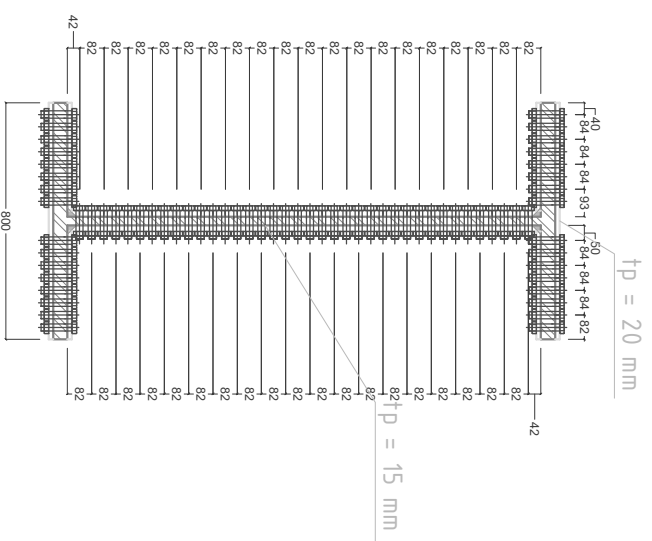
Potongan i-i



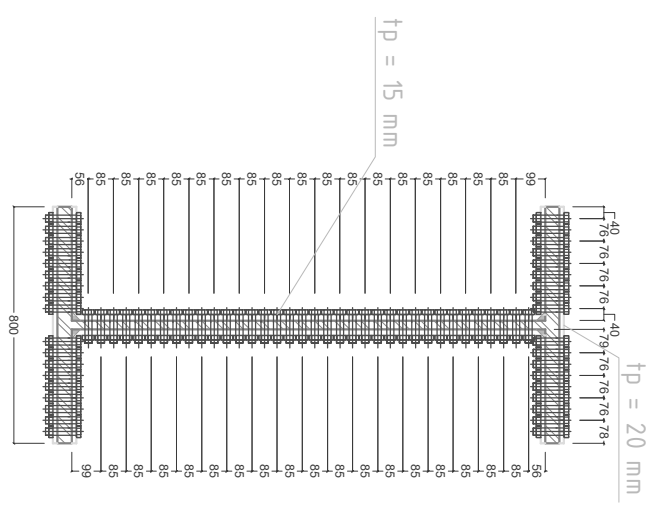
Detail S2



Potongan iii-iii

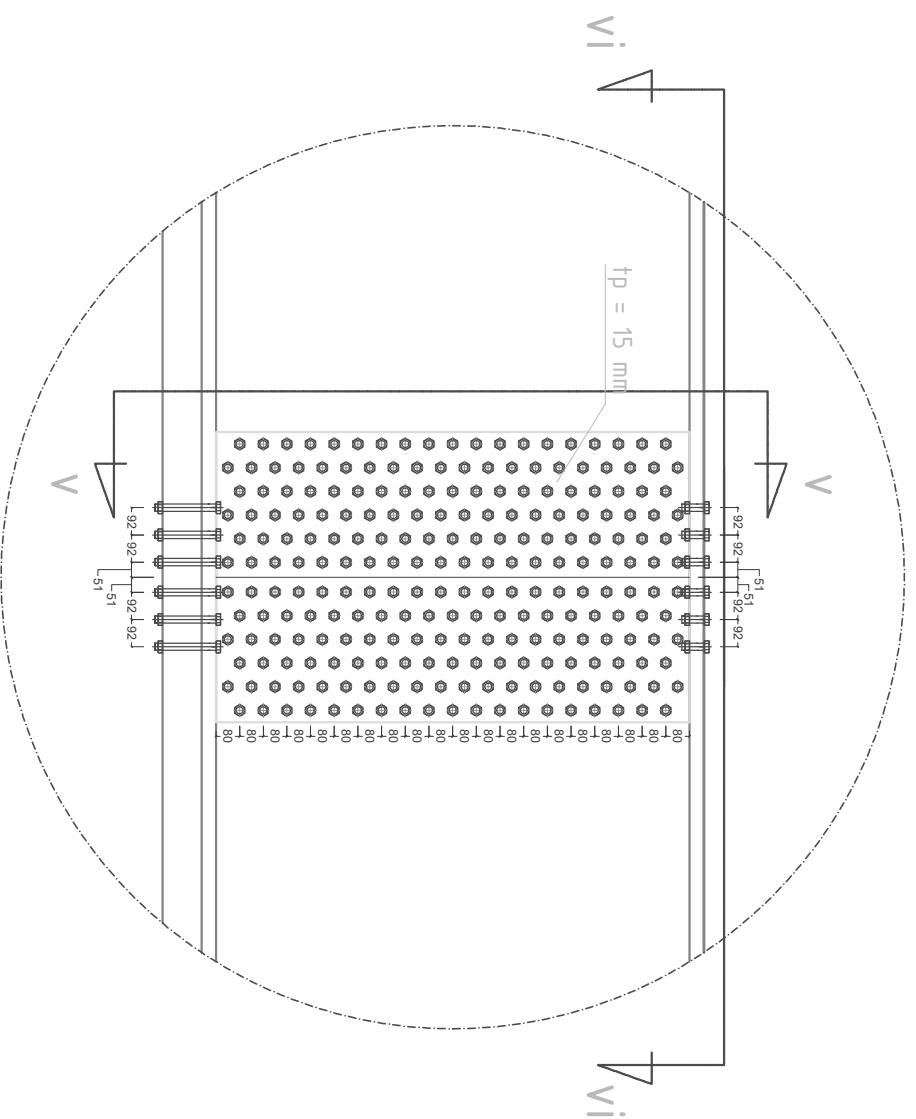


Potongan ii-ii

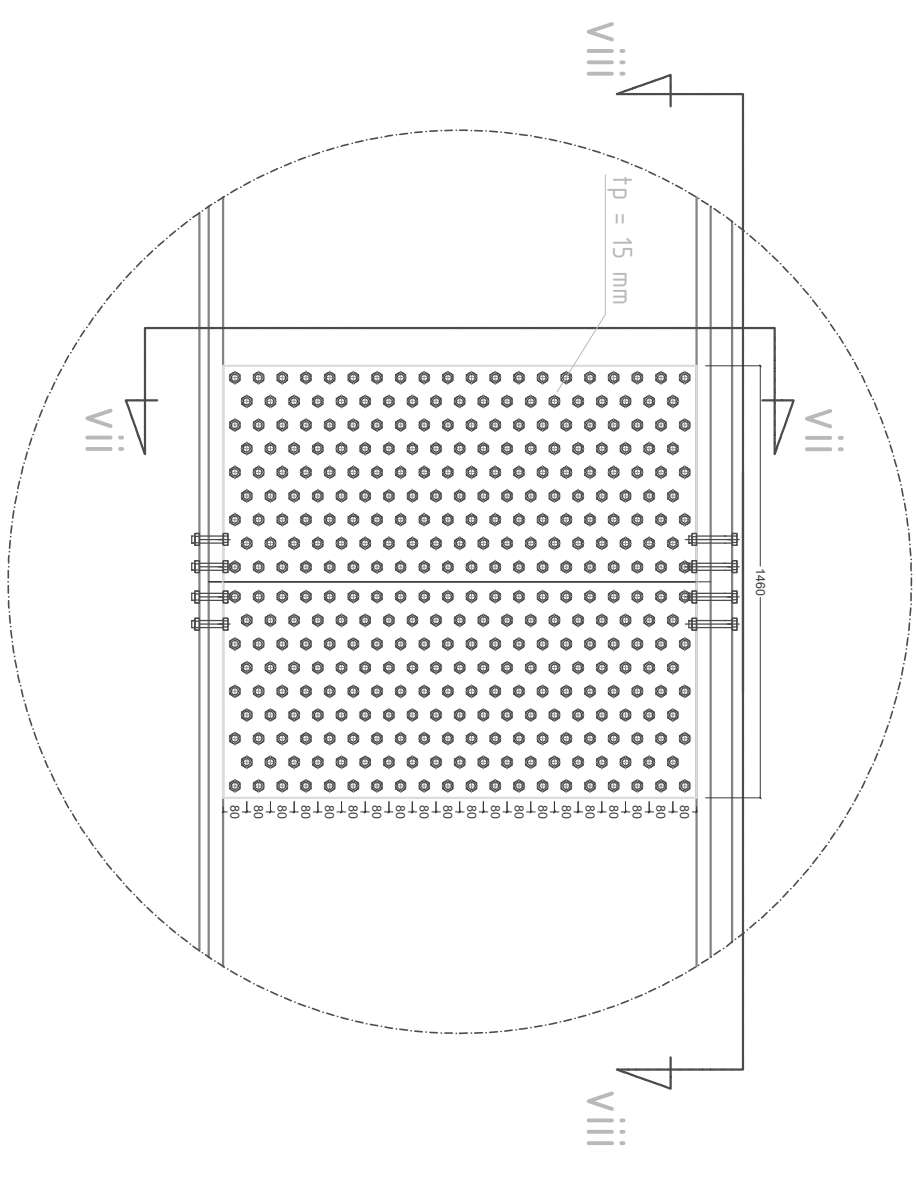


Potongan iv-iv

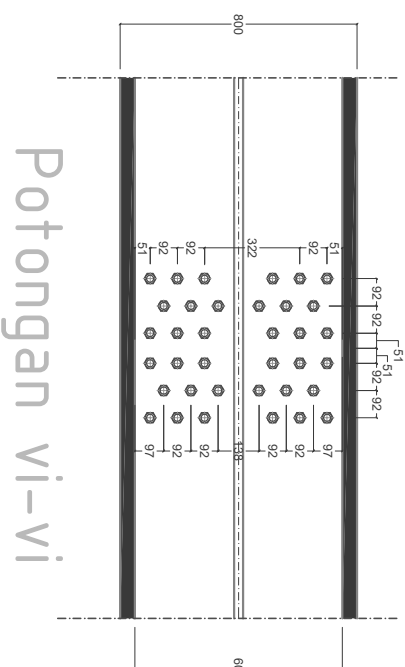
	<p>Judul Tugas Akhir</p> <p>MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS</p>	<p>Dosen Pembimbing</p> <p>Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001</p>	<p>Nama/NRP Mahasiswa</p> <p>Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057</p>	<p>Nama Gambar</p> <p>Detail Sambungan S1 dan S2</p>	<p>Skala</p> <p>1 : 25</p>	<p>Jml. Lembar</p> <p>10</p>	<p>No. Lembar</p> <p>23</p>
--	--	---	---	--	----------------------------	------------------------------	-----------------------------



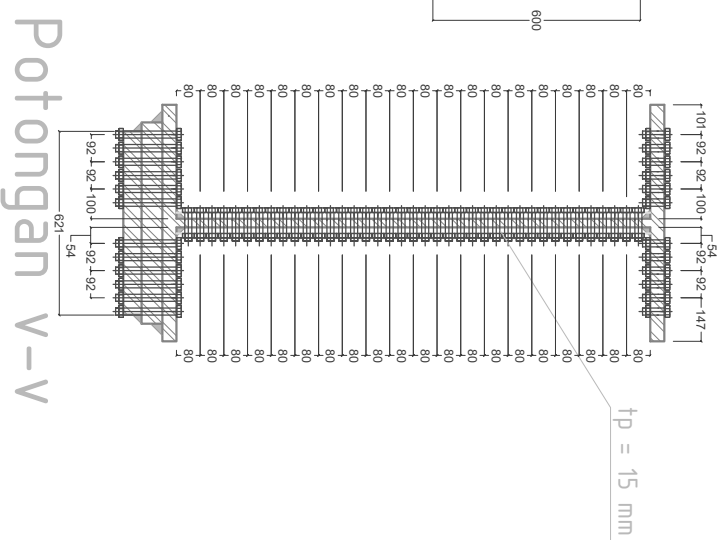
Detail S3



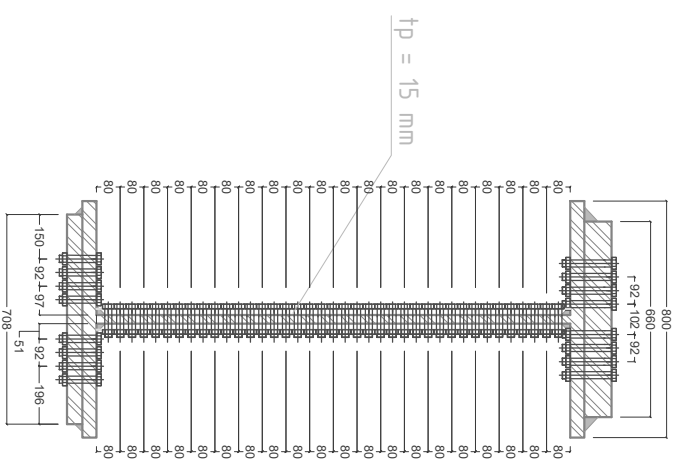
Detail S4



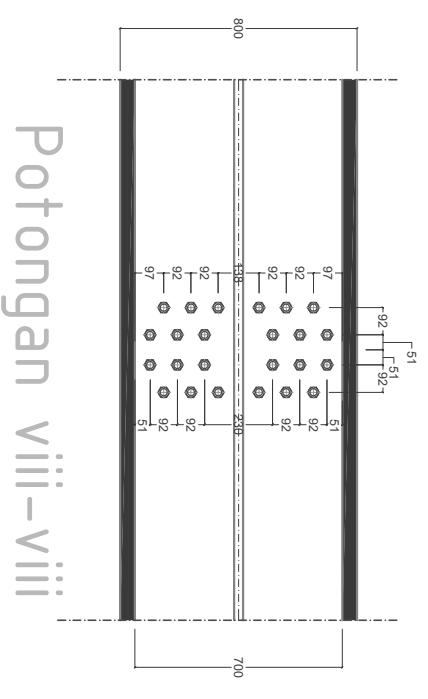
Potongan vi-vi



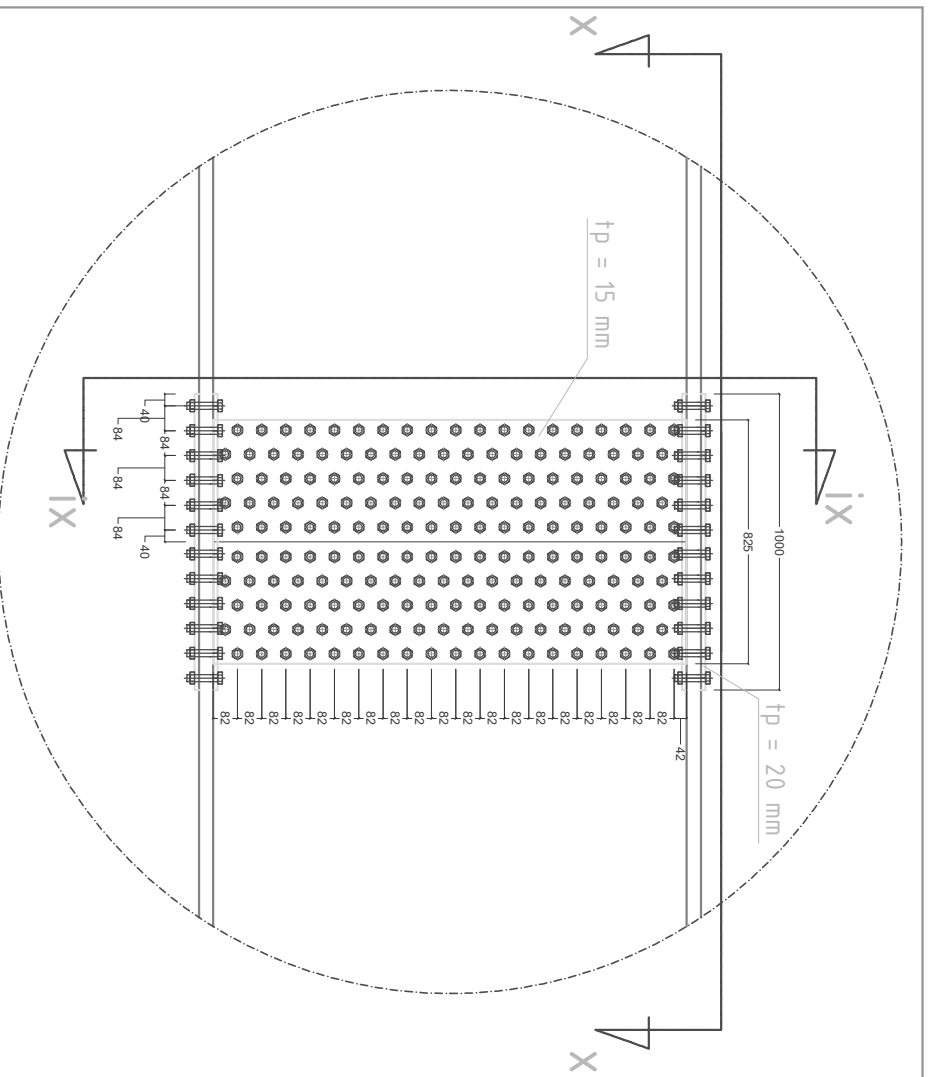
Potongan v-v



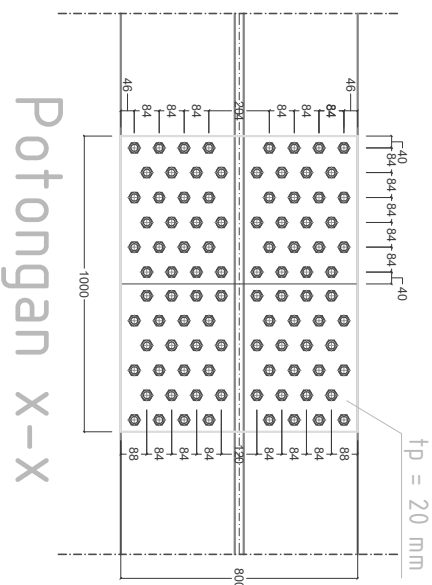
Potongan vii-vii



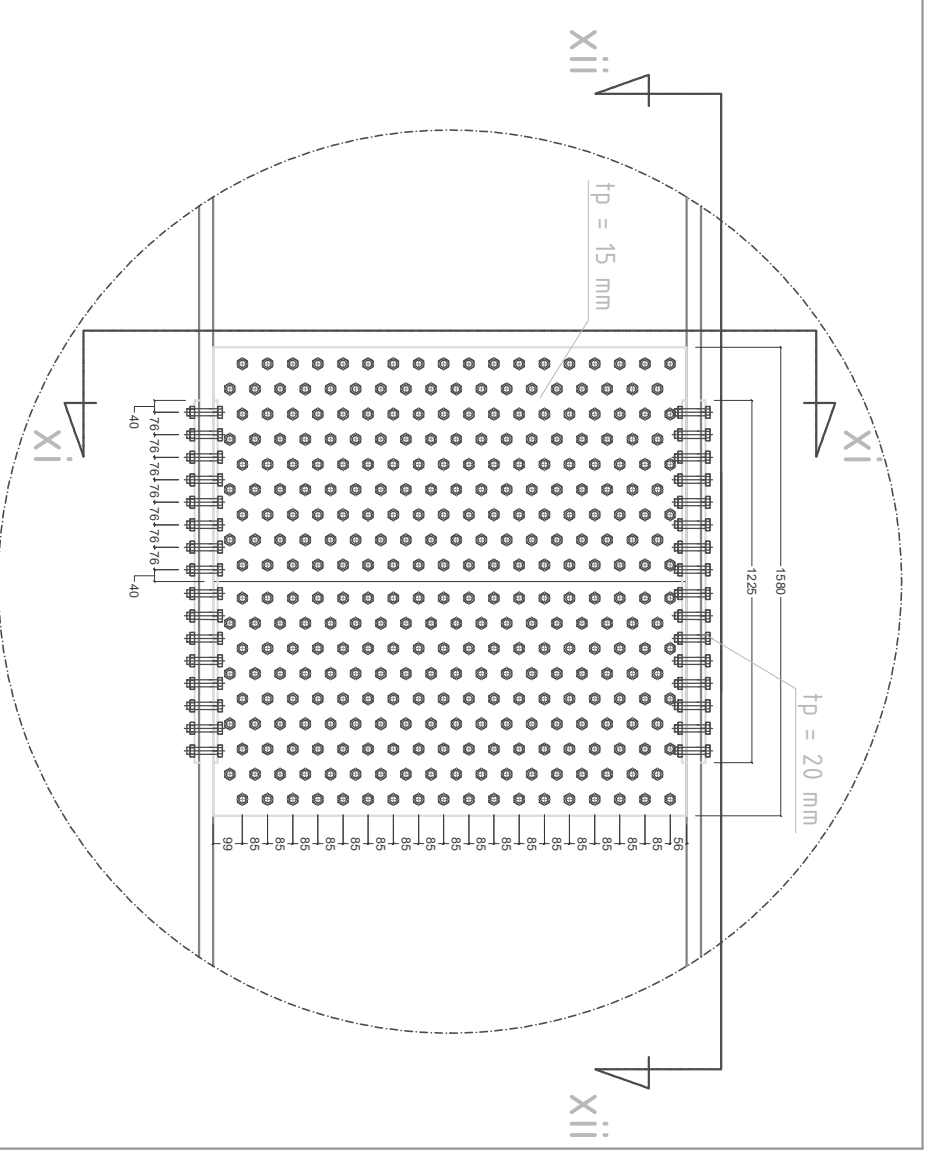
Potongan viii-viii



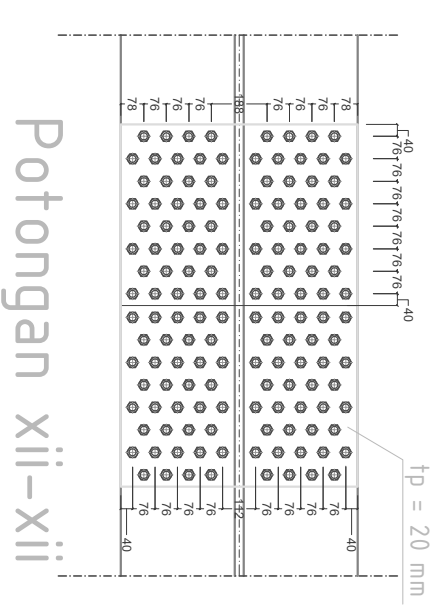
Detail S5



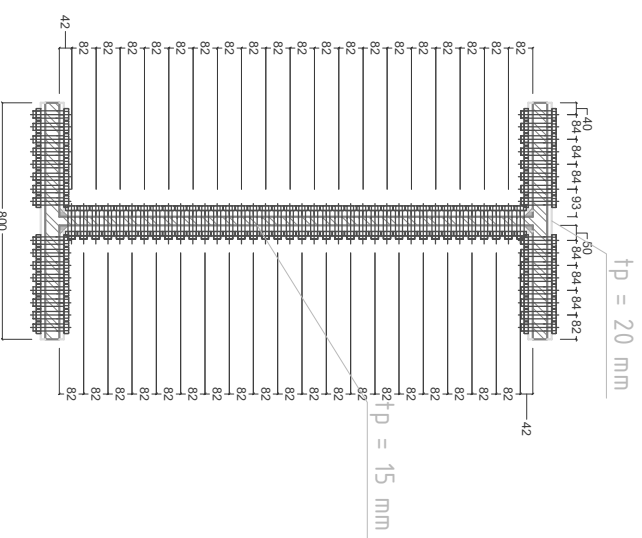
Potongan x-x



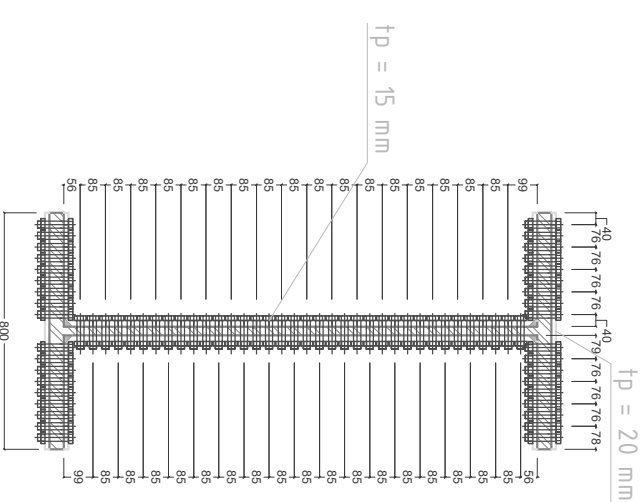
Detail S6



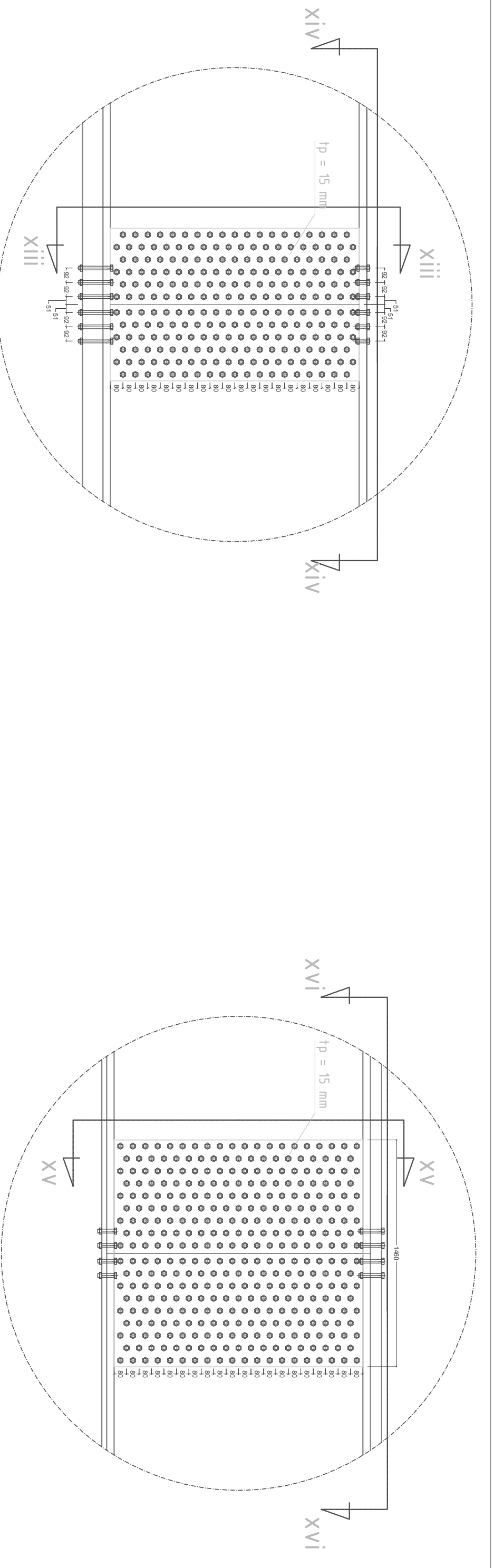
Potongan xii-xii



Potongan ix-ix



Potongan xi-xi



Detail S7

Detail S8

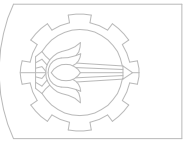
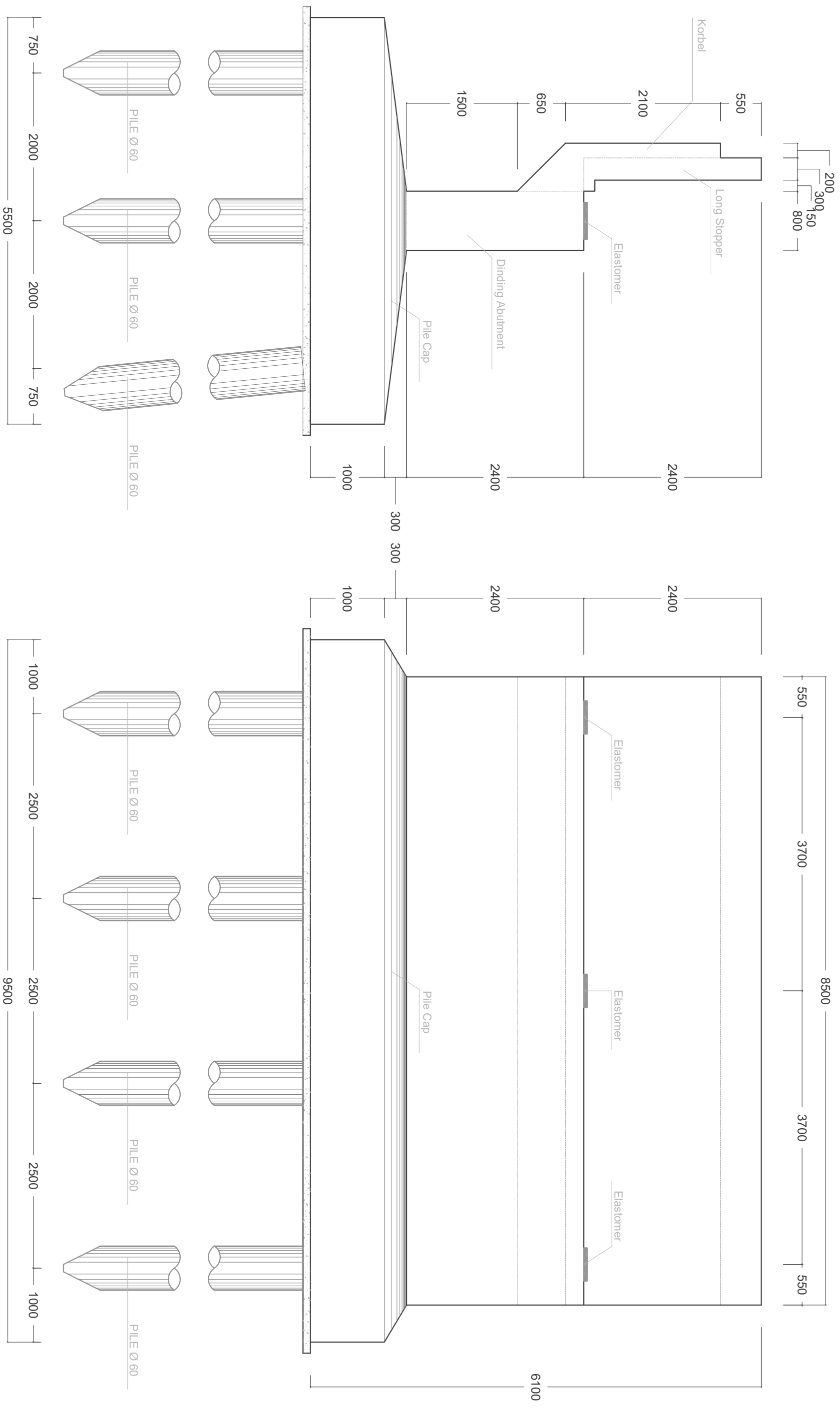
Potongan xiv-xiv

Potongan xiii-xiii

Potongan xv-xv

Potongan xvi-xvi

 <p>ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing	Nama/NRP Mahasiswa	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS		Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001	Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057	Detail Sambungan S7 dan S8	1 : 25	13	23



FTS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP: 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP: 3114 030 057

Nama Gambar

Detail Dimensi
Abutment 1

Skala

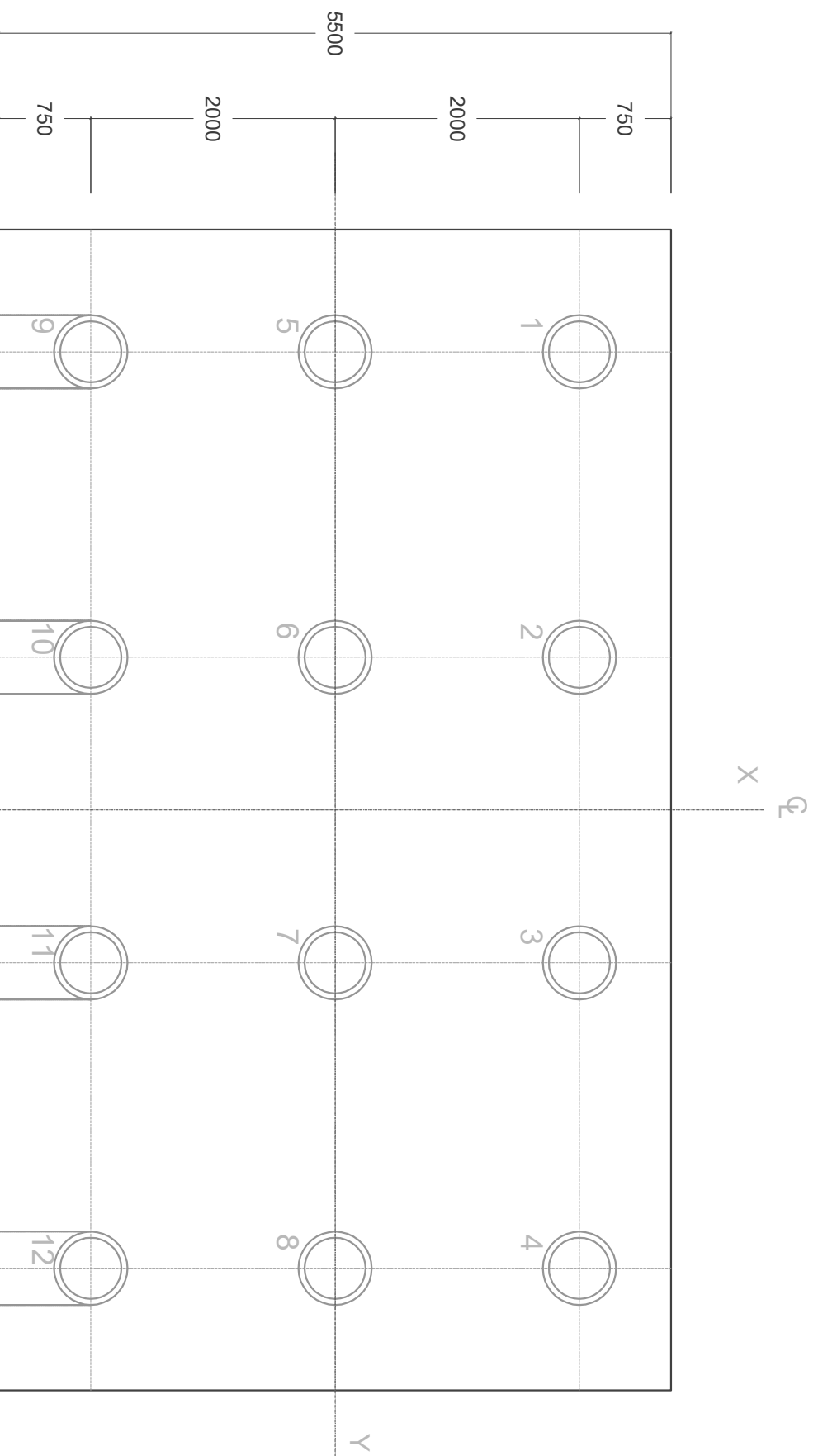
1 : 50

Jml. Lembar

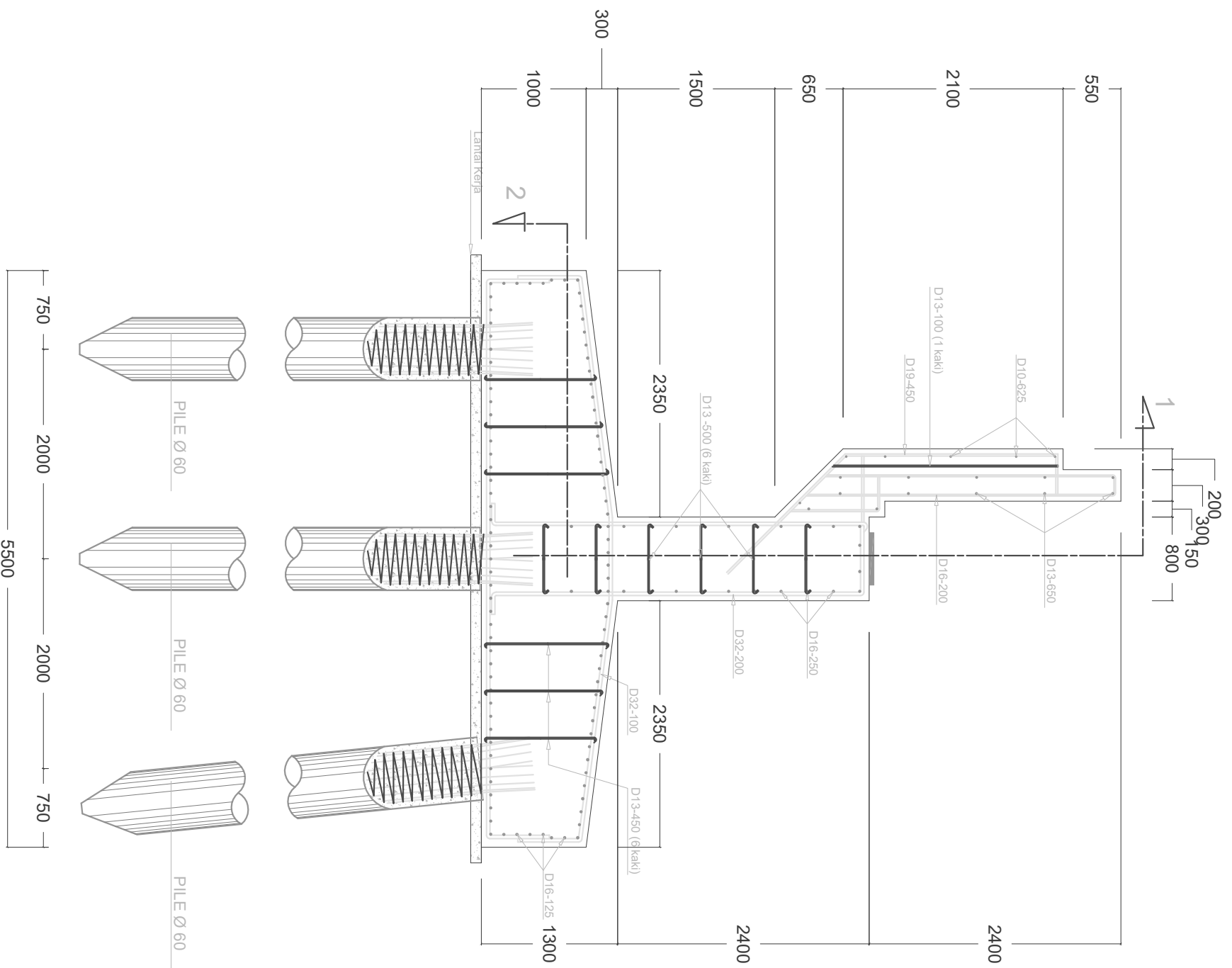
14

No. Lembar

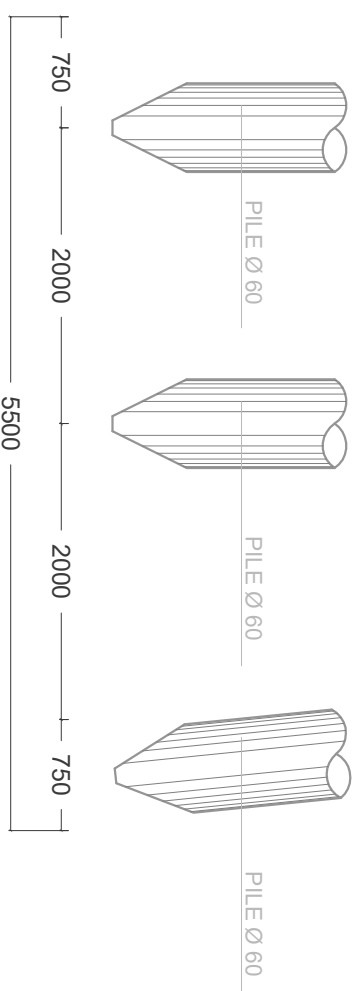
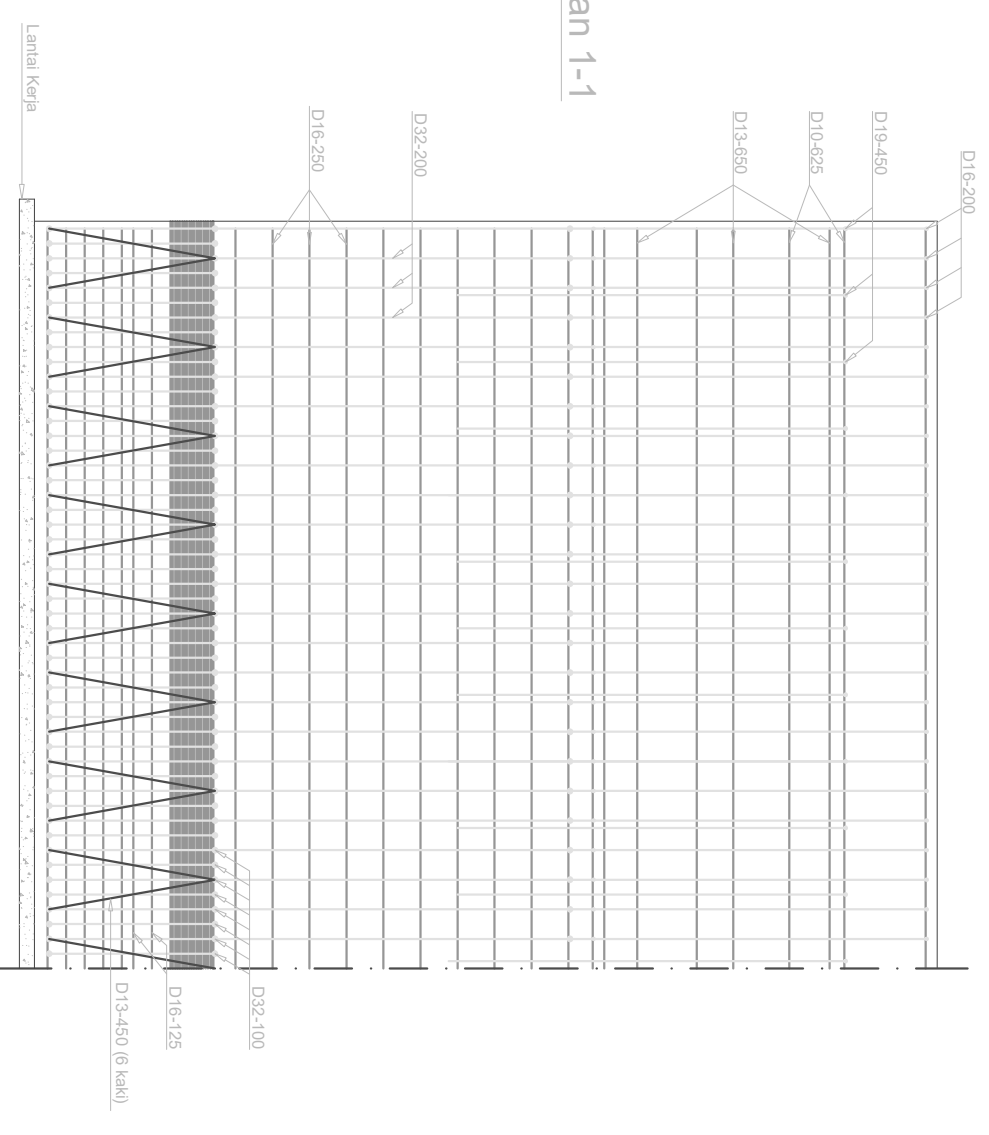
23



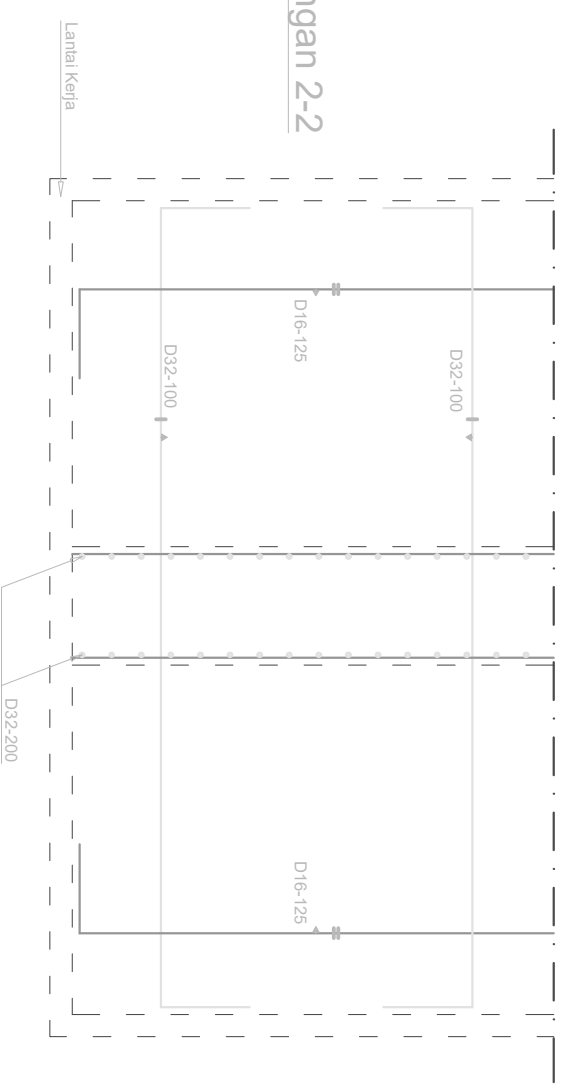
	Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing	Nama/NRP Mahasiswa	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS		Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001	Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057	Konfigurasi Tiang Pancang Abutmen 1	1 : 50	15	23



Potongan 1-1



Potongan 2-2



Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP. 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Nama Gambar

Detail Penulangan
Abutmen 1

Skala

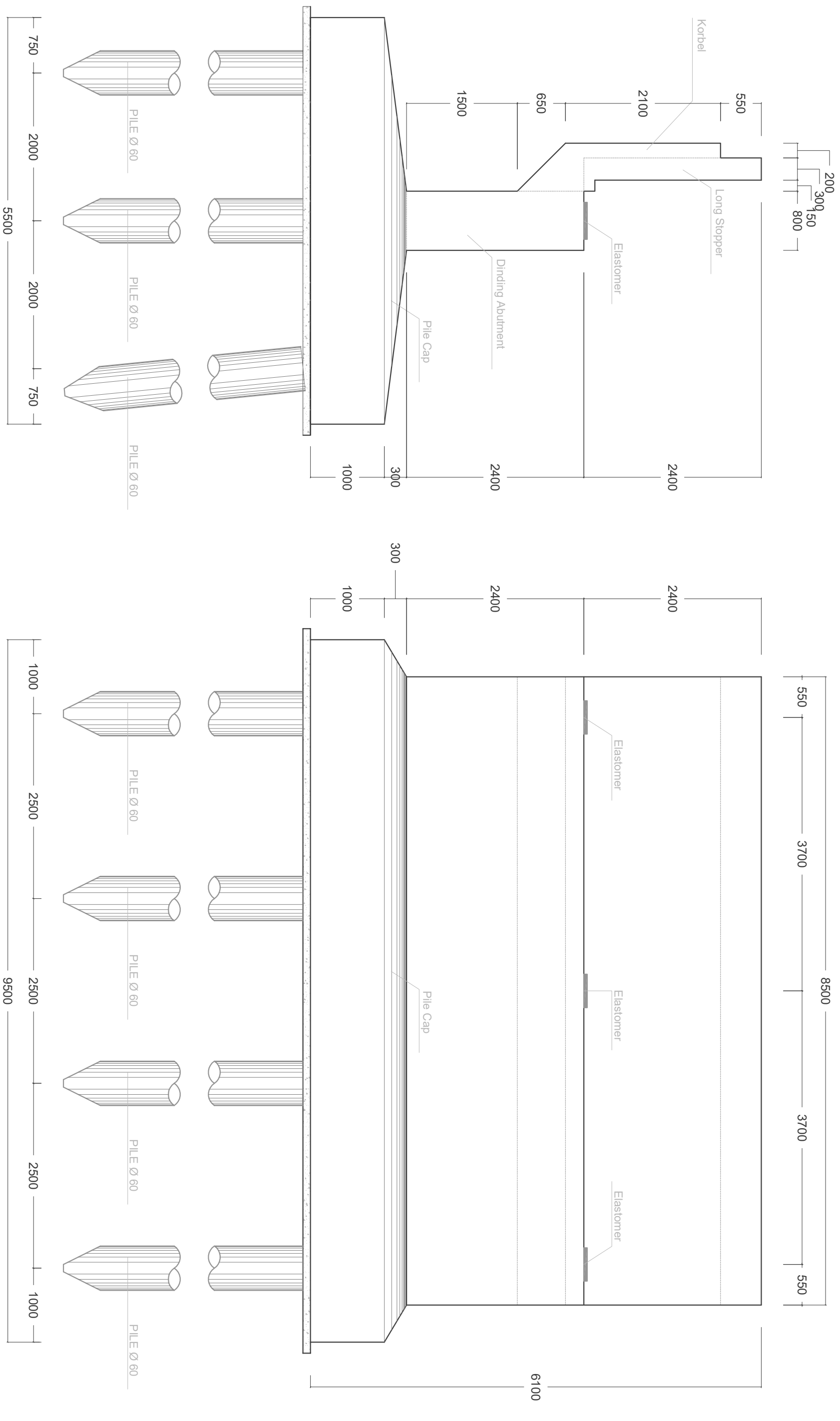
1 : 50

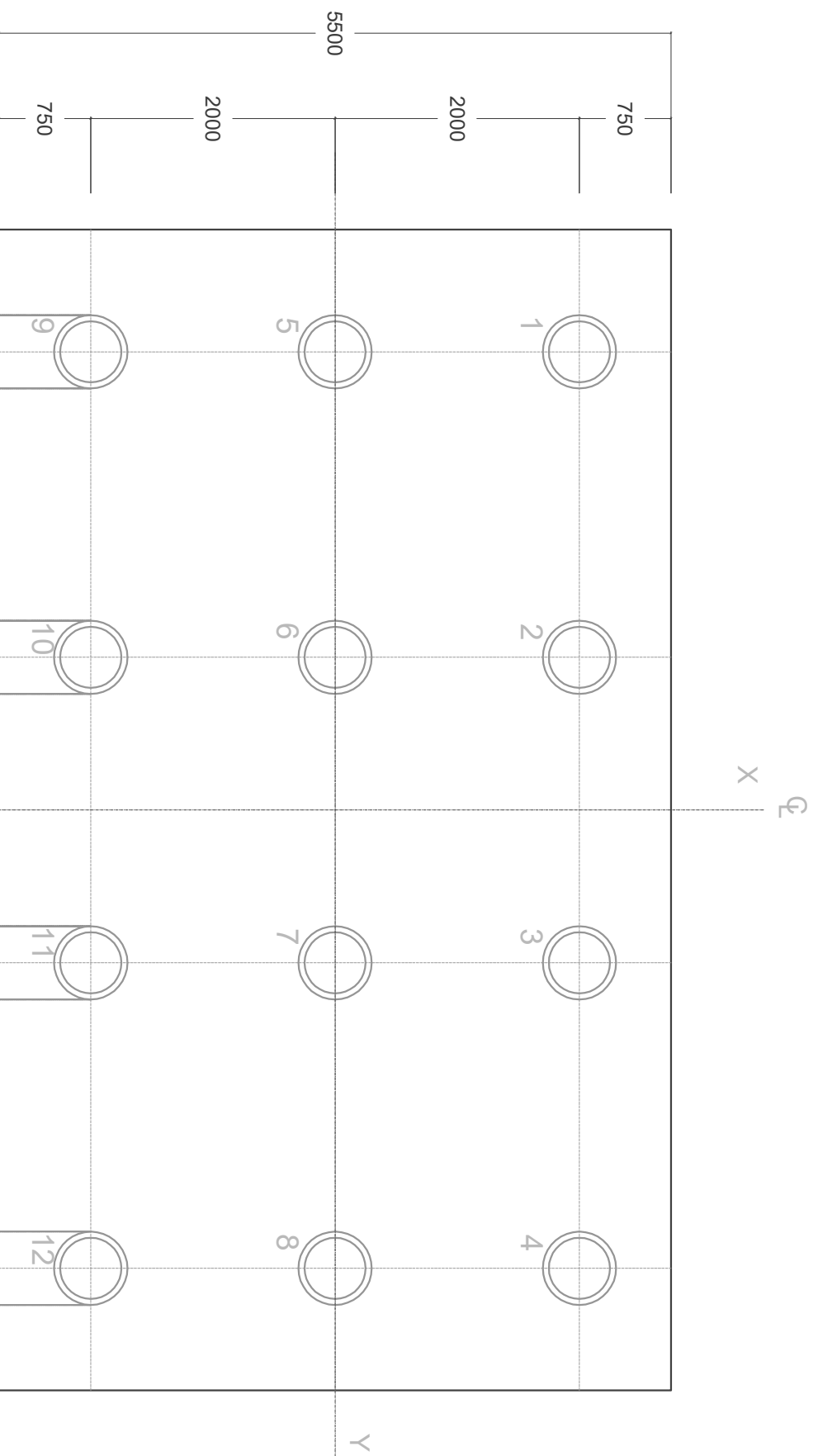
Jml. Lembar

16

No. Lembar

23





Judul Tugas Akhir
**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
 KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS**

Dosen Pembimbing
 Ir. Sungkono, CES
 NIP. 19591130 198601 1 001

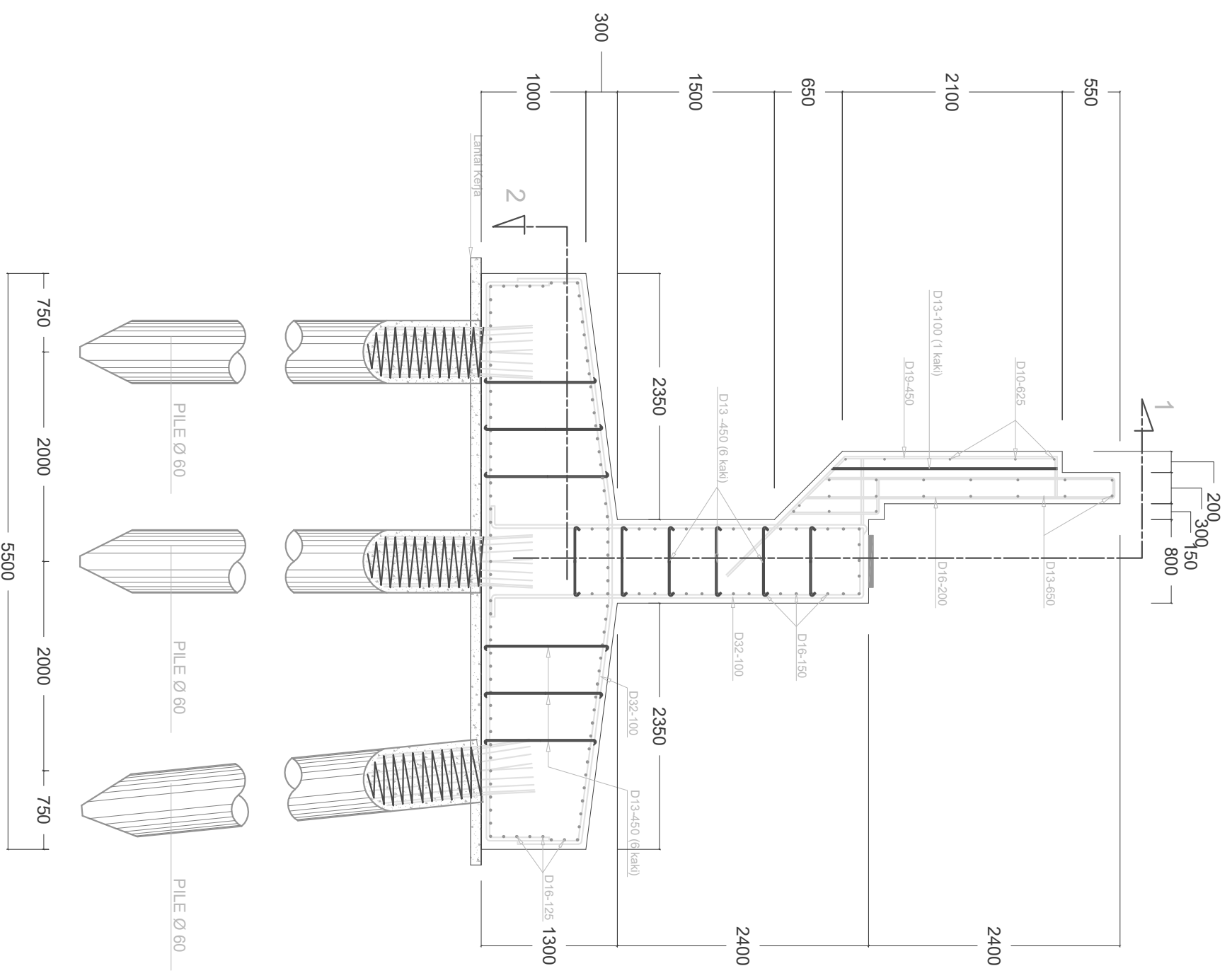
Nama/NRP Mahasiswa
 Wilda April Lyanto
 NRP. 3114 030 054
 Maria Agustin Wahyuningtyas
 NRP. 3114 030 057

Nama Gambar
 Konfigurasi Tiang
 Pancang Abutmen 2

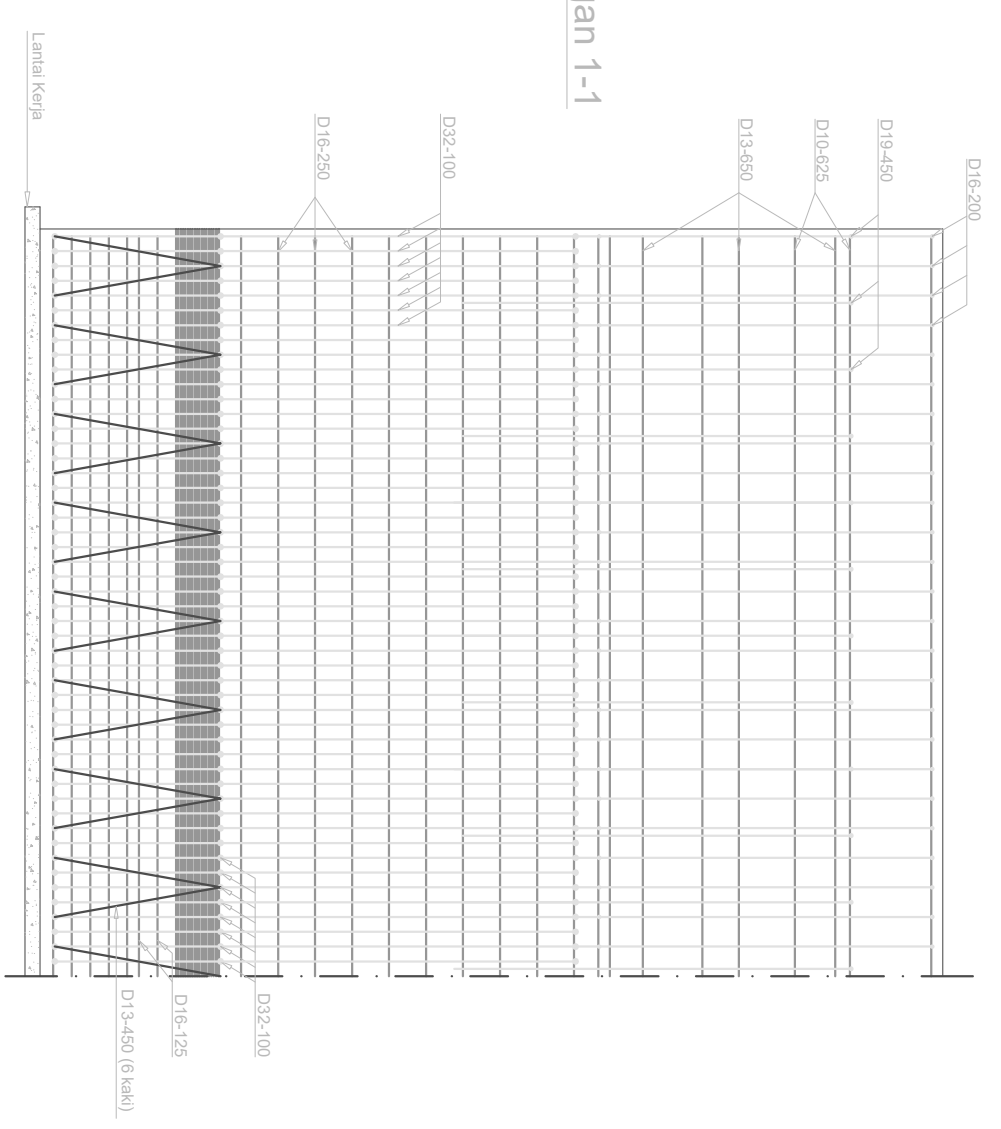
Skala
 1 : 50

Jml. Lembar
18

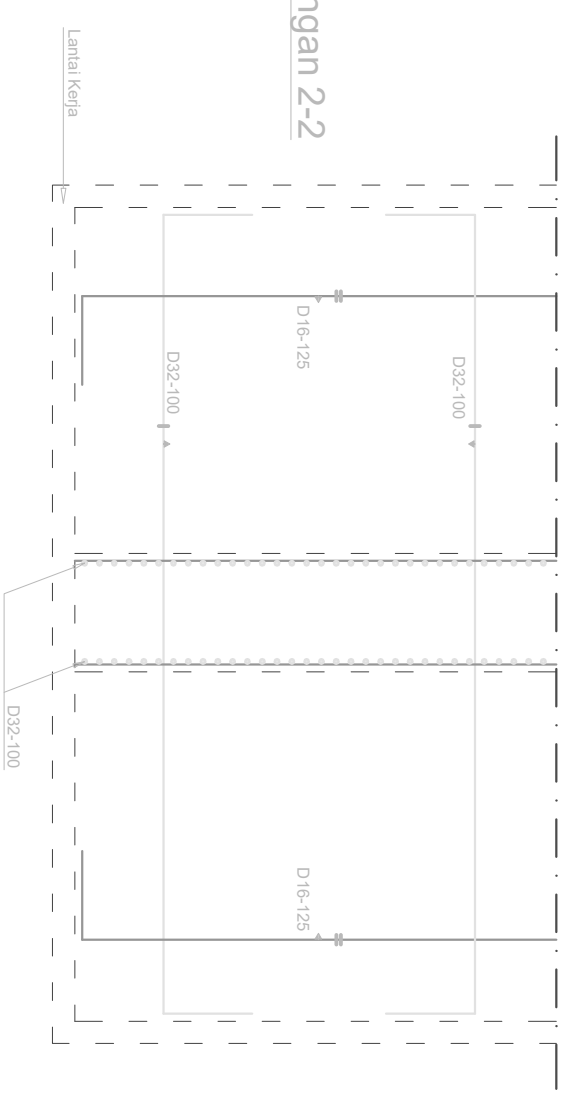
No. Lembar
23

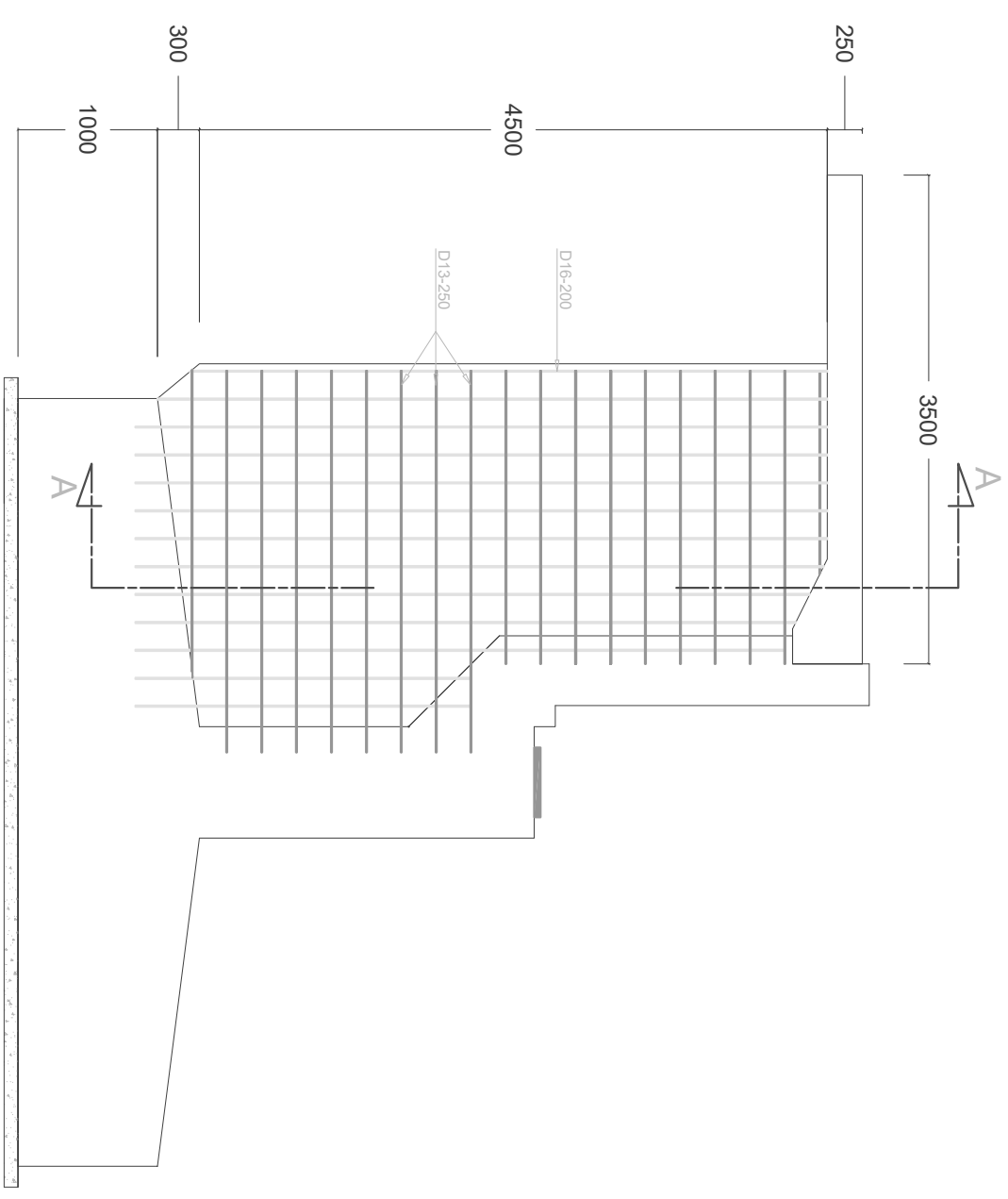
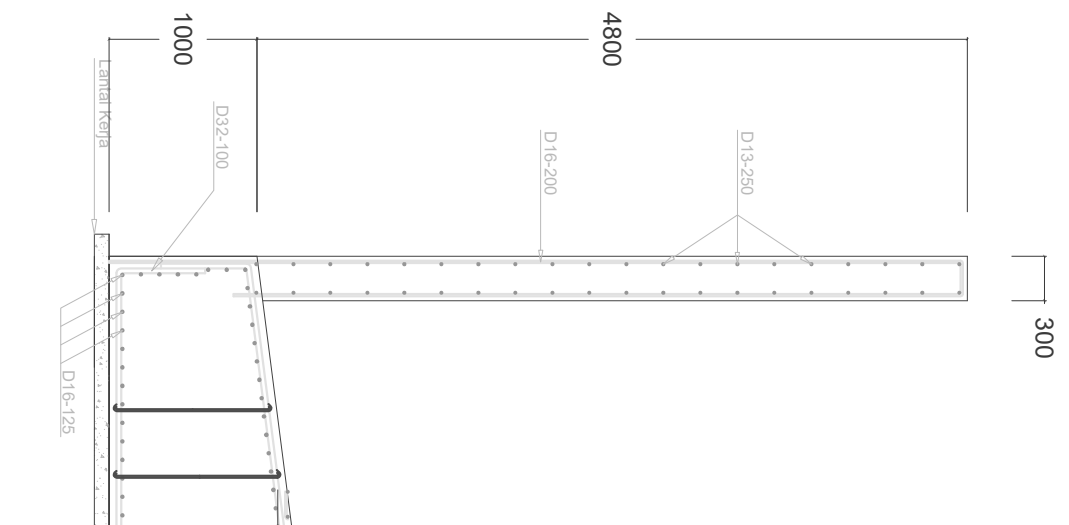
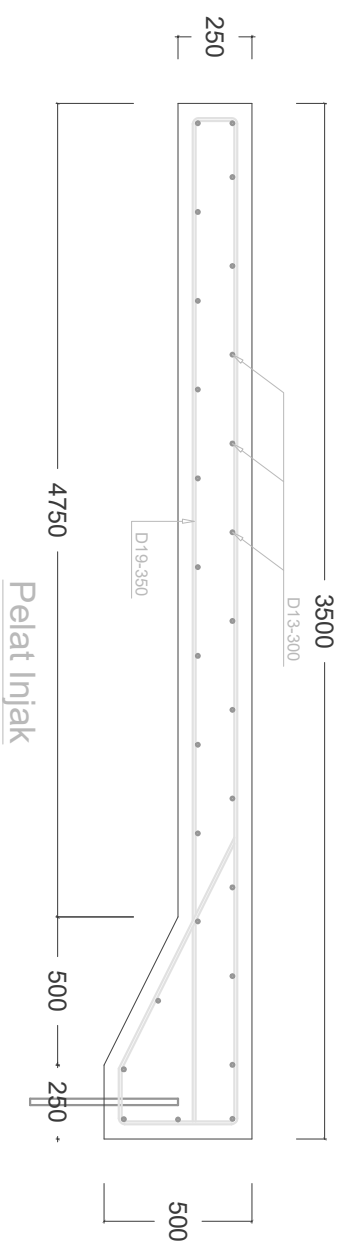


Potongan 1-1



Potongan 2-2





Potongan A-A

Wings Wall

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS

Dosen Pembimbing

Ir. Sungkono, CES
NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa

Wilda April Lyanto
NRP. 3114 030 054
Maria Agustin Wahyuningtyas
NRP. 3114 030 057

Nama Gambar

Detail Penulangan
Wings Wall
Detail Penulangan
Pelat Injak

Skala

1 : 50
1 : 25

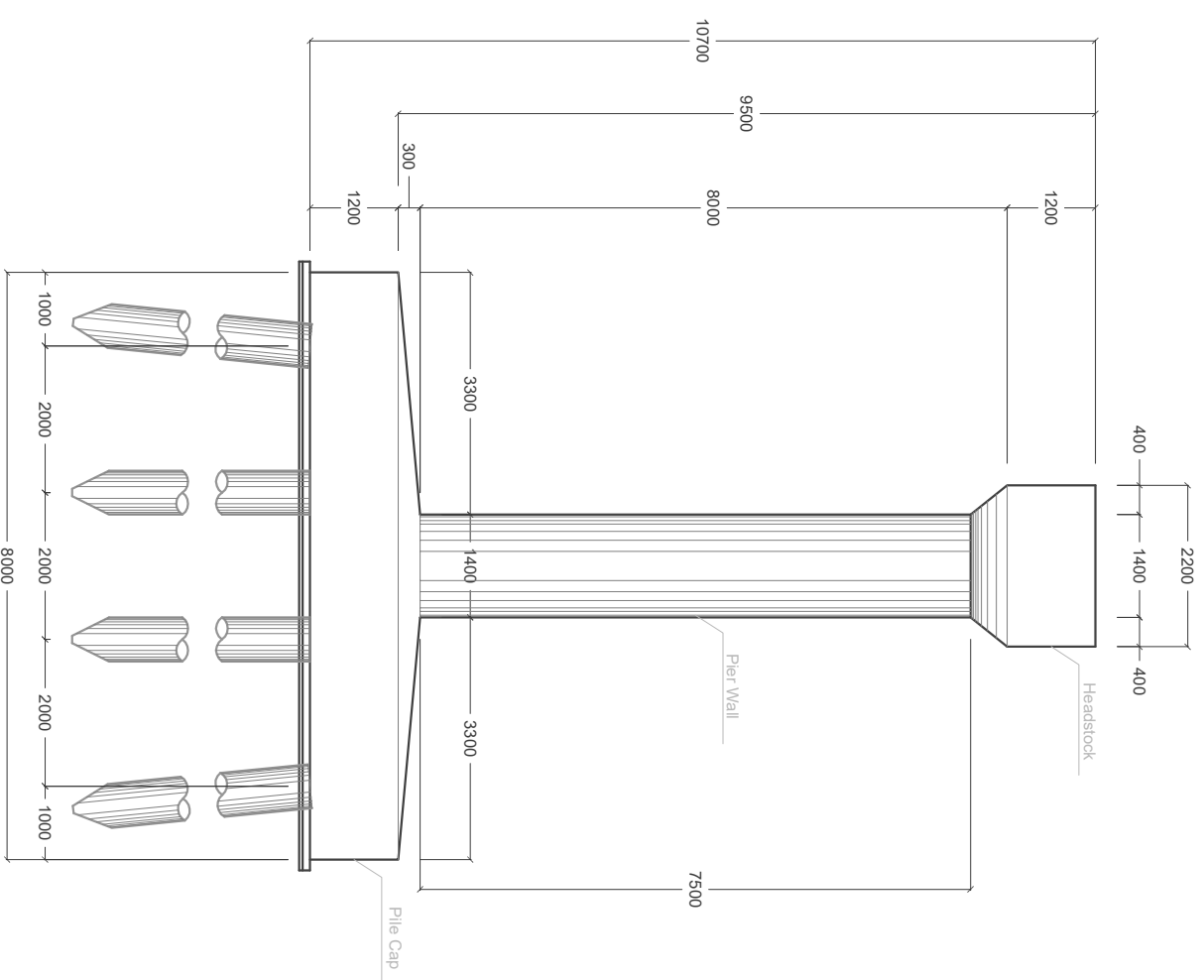
Jml. Lembar

20

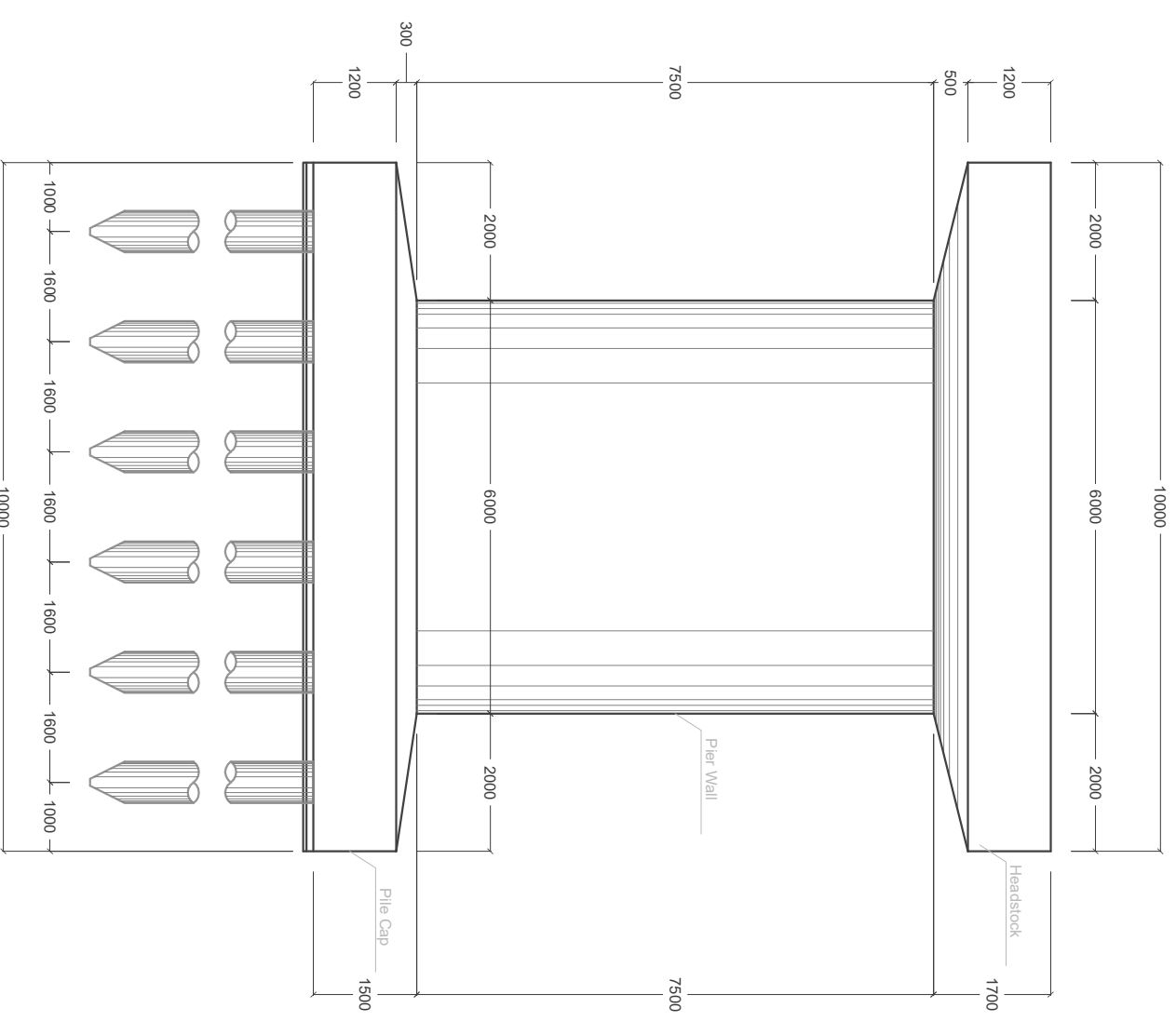
No. Lembar

23



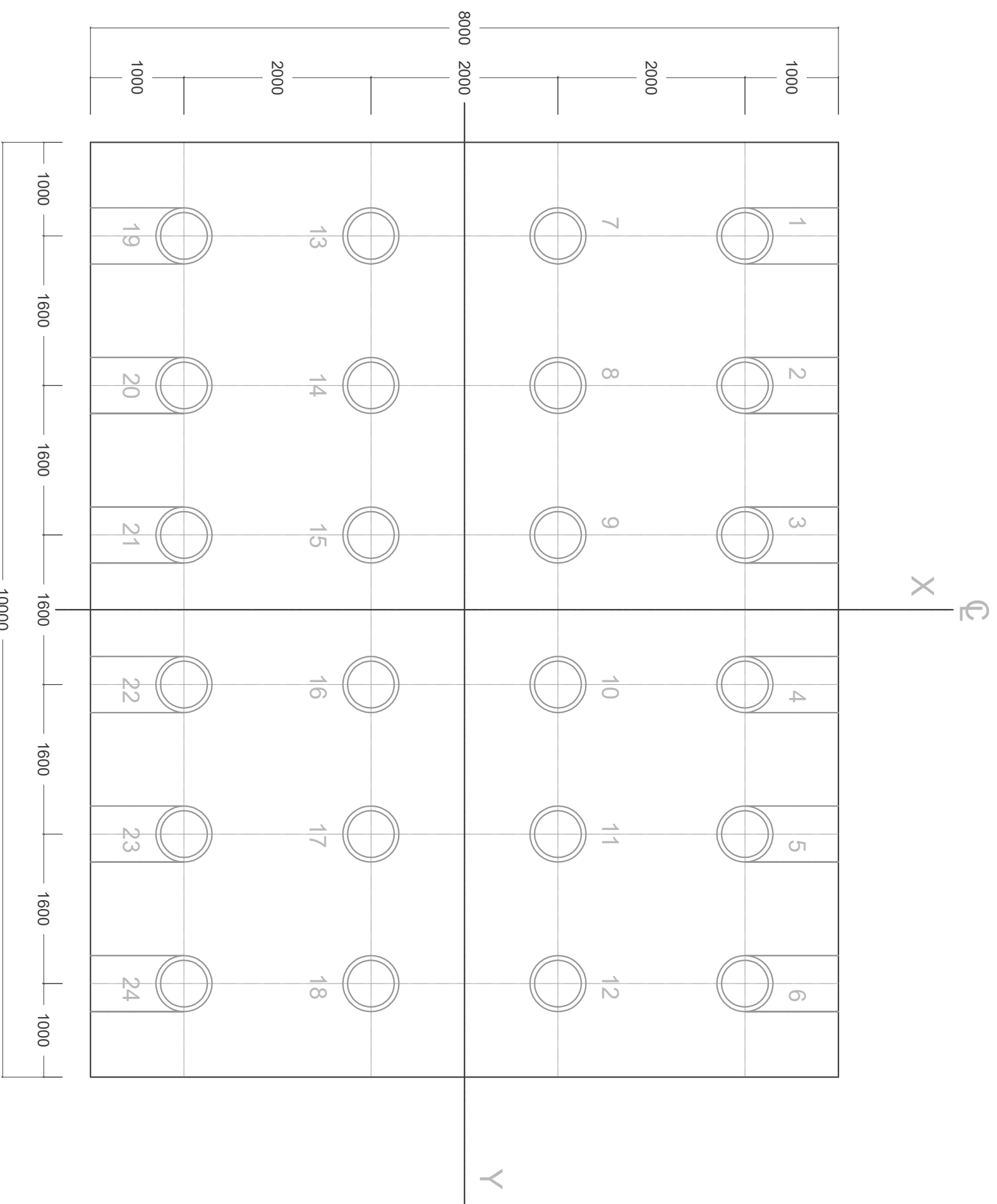


Tampak Memanjang



Tampak Melintang

	Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing	Nama/NRP Mahasiswa	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS		Ir. Sungkono, CES NIP. 19591130 198601 1 001	Wilda April Lyanto NRP. 3114 030 054 Maria Agustin Wahyuningtyas NRP. 3114 030 057	Detail Dimensi Pilar	1 : 100	21	23



Judul Tugas Akhir
**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN MOROWUDI II
 KAB. GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT SISTEM BALOK MENERUS**

Dosen Pembimbing
 Ir. Sungkono, CES
 NIP. 19591130 198601 1 001

Nama/NRP Mahasiswa
 Wilida April Lyanto
 NRP. 3114 030 054
 Maria Agustin Wahyuningtyas
 NRP. 3114 030 057

Nama Gambar
 Konfigurasi Tiang
 Pancang Pilar

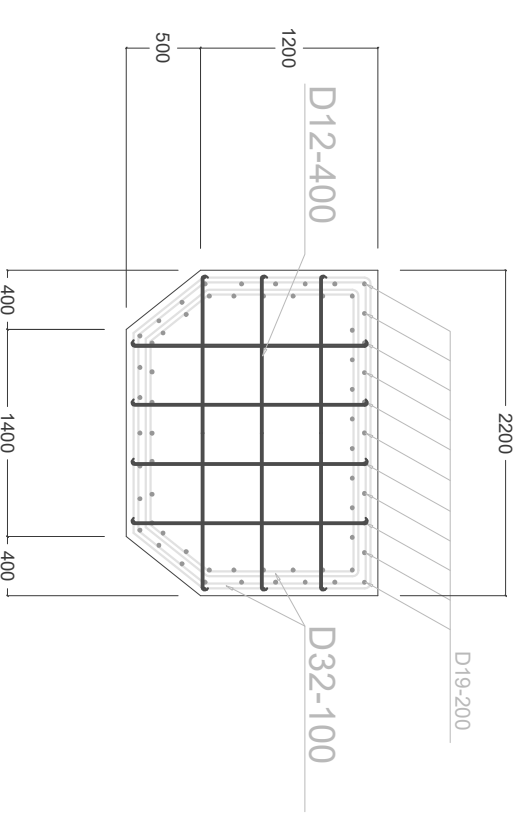
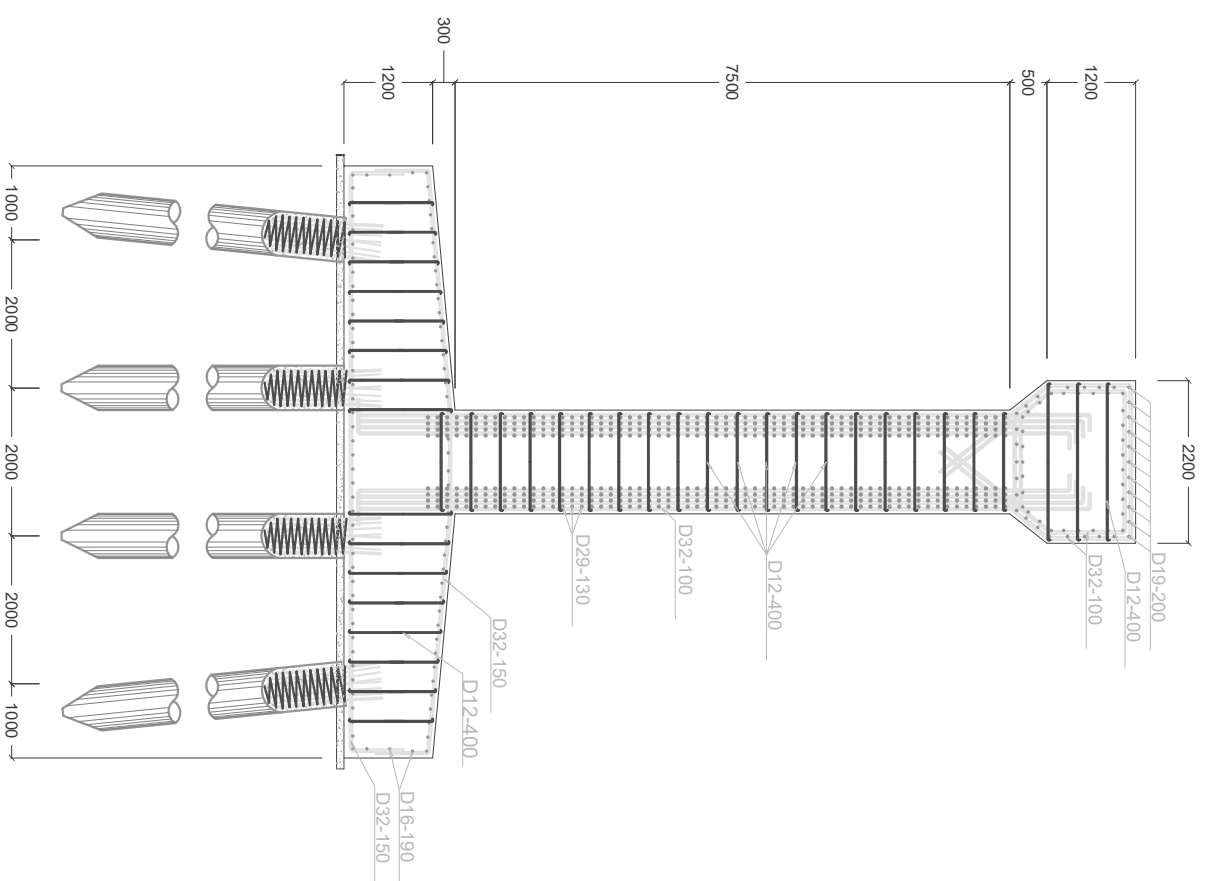
Skala
 1 : 50

Jml. Lembar
22

No. Lembar
23



ITS
 Institut
 Teknologi
 Sepuluh Nopember



Headstock

Detail Pier Wall

