



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 5501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
SUMBERWARU STA 34+913 PADA RUAS JALAN
TOL SURABAYA - MOJOKERTO SEKSI IV
KABUPATEN MOJOKERTO**

THAHAQ SAIF ALI
3113030068

RIZAL DWI SAPUTRA
3113030094

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

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC 5501

**DESIGN MODIFICATION OF SUMBERWARU
BRIDGE STRUCTURE ON SURABAYA -
MOJOKERTO TOLL ROADS SECTION IV STA 34 +
913 DISTRICT MOJOKERTO**

THAHAQ SAIF ALI
3113030068

RIZAL DWI SAPUTRA
3113030094

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

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN SUMBERWARU STA 34 + 913 PADA RUAS JALAN TOL SURABAYA – MOJOKERTO SEKSI IV KABUPATEN MOJOKERTO

TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya
Pada
Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh

Mahasiswa I

Thahaq Saif Ali
NRP. 3113030068

Mahasiswa II

Rizal Dwi Saputra
NRP. 3113030094

01 JUL 2016



Mengetahui,
Dosen Pembimbing

30/06 1206

R. Buyung Anugraha A., ST., MT
NIP. 1974203 200212 1 002

**LEMBAR PERNYATAAN
PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai mahasiswa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, yang bertanda tangan di bawah ini saya :

Nama : THAHAG SAIF ALI / RIZAL DWI SAPUTRA
Nip. : 313030068 / 313030094
Jurusan / Fak. : DIPLOMA II TEKNIK SIPIL / ITS
Alamat kontak : Ruang PLH No 8 Surabaya / Kampus Gg. Muktam E-18 Surabaya
a. Email : thahagsaif_4@gmail.com / rizalrheila@gmail.com
b. Telp/HP : 0815 358 2843 / 0857 3297 5043

Menyatakan bahwa semua data yang saya upload di Digital Library ITS merupakan hasil final (revisi terakhir) dari karya ilmiah saya yang sudah disahkan oleh dosen penguji. Apabila dikemudian hari ditemukan ada ketidaksesuaian dengan kenyataan, maka saya bersedia menerima sanksi.

Demi perkembangan ilmu pengetahuan, saya menyetujui untuk memberikan **Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif (Non-Exclusive Royalti-Free Right)** kepada Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya atas karya ilmiah saya yang berjudul :

* MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN SUMBERWABU
STA 34 + 918 PADA RUANG JALAN TOL SUPARNYA - MODJOKERTO
SEKSI IV KABUPATEN MOJOKERTO

Dengan Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif ini, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya berhak menyimpan, mengalih-media format-kan, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data (*database*), mendistribusikannya, dan menampilkan/mempublikasikannya di internet atau media lain untuk kepentingan akademis tanpa meminta ijin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta. Saya bersedia menanggung secara pribadi, segala bentuk tuntutan hukum yang timbul atas pelanggaran Hak Cipta dalam karya ilmiah saya ini tanpa melibatkan pihak Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya



Dibuat di : Surabaya
Pada tanggal : 29 Juni 2016
Yang menyatakan,



THAHAG SAIF ALI / RIZAL DWI SAPUTRA

Nip. 313030068 / 313030094

KETERANGAN :

Tanda tangan pembimbing wajib dibubuhi stempel jurusan.

Form dicetak dan diserahkan di bagian Pengadaan saat mengumpulkan hard copy TA/tesis/Disertasi.

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
SUMBERWARU STA 34 + 913 PADA RUAS JALAN TOL
SURABAYA MOJOKERTO SEKSI IV KABUPATEN
MOJOKERTO**

Nama Mahasiswa I : Thahaq Saif Ali
NRP : 3113.030.068
Jurusan : D III Teknik Sipil

Nama Mahasiswa II : Rizal Dwi Saputra
NRP : 3113.030.094
Jurusan : D III Teknik Sipil

Dosen Pembimbing : R. Buyung Anugraha. A, ST., MT.
NIP : 197402032002121002

Abstrak

Jembatan Sumberwaru terletak pada ruas jalan Tol Surabaya – Mojokerto STA 34 + 913 di wilayah kecamatan Jetis desa Sumberwaru Mojokerto dengan bentang 46,0 m dan lebar total jembatan 37,32 m. Jembatan ini menggunakan gelagar beton pratekan. Disini penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi girder beton konvensional untuk menambah ruang bebas dibawah jembatan dengan menambahkan pilar diantara abutmen, karena aliran sungai dibawah jembatan yang relatif kecil.

Jembatan Sumberwaru digunakan sebagai objek tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas : dimensi struktur pelat lantai kendaraan beserta pengaman di sisi tepi dan median jembatan menggunakan parapet yang di cor konvensional,, girder beton konvensional dan

diafragma, dengan acuan SNI T-12 -2004. Perhitungan bangunan bawah meliputi pilar, abutmen, pondasi tiang pancang, dan elastomer yang mengacu pada Bridge Management System (BMS 1992). Pembebanan pada jembatan menggunakan acuan SNI T-02-2005, dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan)

Dari hasil perhitungan modifikasi desain struktur jembatan Sumberwaru didapatkan hasil berupa parapet dengan dimensi 450 x 1100 mm, plat lantai kendaraan tebal 250 mm, girder beton konvensional 800 x 1700 mm, abutmen dengan tinggi 10,06 m menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 berjumlah 54 buah, pilar portal dengan tinggi 10,46 m menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 berjumlah 54 buah, dan elastomer bearing pad dimensi 480 x 380 x 187 mm

Kata kunci : Abutment, Elastomer bearing pad, Gelagar beton konvensional, Jembatan Sumberwaru, Pilar, Pondasi Tiang Pancang Ø60

DESIGN MODIFICATION OF SUMBERWARU BRIDGE
STRUCTURE ON SURABAYA – MOJOKERTO TOLL
ROADS SECTION IV STA 34 + 913 DISTRICT MOJOKERTO

Students name I : Thahaq Saif Ali
NRP : 3113.030.068
Majoring : D III Civil Engineering

Students name II : Rizal Dwi Saputra
NRP : 3113.030.094
Majoring : D III Civil Engineering

Counsellor Lecture : R. Buyung Anugraha. A, ST., MT.
NIP : 197402032002121002

Abstract

Sumberwaru bridge on toll roads section IV STA 34 + 913 district mojokerto with long expanse 46,0 m and wide expanse 37,32 m. The bridge use precast and prestressed girder. In this thesis the authors to modify the design of the bridge girder Sumberwaru be conventional concrete girder to increase the free space under the bridge with add pillar between abutments because the flow of the river under the bridge is relatively small.

Sumberwaru bridge is used as the object of final project to modify the design of the bridge structures includes building up : dimensional structure of the vehicle concrete slab, and its safety in side and median bridge using concrete barrier, conventional girder and diafragma with reference of SNI T – 12 – 2004. Calculation of the substructure includes : pillar, abutments, pile foundation, and elastomer bearing pads with reference of Bridge Management System (BMS 1992). Loading on the bridge using SNI

T – 02 -2005 reference's, and earthquake loading on the bridge using SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan) reference's.

From the calculation of design modifications of Sumberwaru bridge structure is obtained design of parapet (concrete barrier) with dimensions 450 x 1100 mm, vehicle concrete slab thickness 250 mm, conventional concrete girder 800 x 1700 mm, the abutments high as 10,06 m using pile foundation Ø60 around 54 pieces, pillar portal high as 10,46 m using pile foundation Ø60 around 27 pieces, and elastomer bearing pad with dimensions 480 x 380 x 187 mm.

Keywords : Abutments, Elastomer bearing pad, conventional concrete girder, Sumberwaru Bridge, Pillar, Pile foundation Ø60

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	5
1.3 Batasan Masalah.....	5
1.4 Maksud dan Tujuan.....	5
1.5 Manfaat Perencanaan	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	8
2.1 Umum.....	8
2.1.1 Definisi Jembatan	8
2.1.2 Komponen Struktur Jembatan	9
2.1.3 Kriteria Perencanaan Jembatan	9
2.1.3.1 Survei dan Investigasi	9
2.1.3.2 Analisis Data	10
2.2 Bagian – Bagian Jembatan	11
2.2.1 Bangunan Atas	11
2.2.2 Bangunan Bawah.....	11
2.3 Pembebanan	12
2.3.1 Bangunan Atas	12
2.3.2 Bangunan Bawah.....	16

2.4 Perencanaan Elemen – Elemen Jembatan	28
2.4.1 Bangunan Atas	28
2.4.1.1 Bangunan Sekunder.....	28
2.4.1.2 Bangunan Utama	29
2.4.2 Bangunan Bawah.....	32
2.4.2.1 Abutment	32
2.4.2.2 Pilar	36
2.4.2.3 Pondasi	38
2.4.2.4 Elastomer Bearing Pad	41
2.5 Perencanaan Penulangan Jembatan	46
2.5.1 Penulangan Lentur.....	46
2.5.2 Penulangan Geser	47
2.5.3 Penulangan Torsi.....	48
BAB III METODELOGI.....	51
3.1 Studi Literatur.....	51
3.2 Pengumpulan Data	51
3.3 Metode Perencanaan Jembatan	52
3.4 Analisis Perencanaan Jembatan.....	52
3.4.1 Preliminary Desain	52
3.4.2 Perencanaan Bangunan Atas	53
3.4.3 Perencanaan Bangunan Bawah dan Pelengkap	54
3.4.4 Penggambaran	55
3.4.5 Penyusunan Laporan	55
3.4 Flowchart (Bagan alir perencanaan).....	56
BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS.....	61

4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder.....	61
4.1.1 Perencanaan Parapet.....	61
4.1.1.1 Preliminary Desain Dimensi Parapet.....	61
4.1.1.2 Analisa Pembebanan Parapet	62
4.1.1.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	63
4.1.1.4 Perhitungan Penulangan Parapet	64
4.2 Perencanaan Bangunan Utama.....	68
4.2.1 Perencanaan Plat Lantai Jembatan	68
4.2.1.1 Preliminary Desain Plat Lantai Jembatan.....	68
4.2.1.2 Analisa Pembebanan Plat Lantai Kendaraan.....	71
4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	72
4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan	72
4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever.....	80
4.2.2.1 Analisa Pembebanan Pada Plat Kantilever.....	80
4.2.2.2 Perhitungan Gaya Dalam Plat Kantilever.....	82
4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever	84
4.2.3 Perencanaan Girder Tengah bentang 25 m.....	88
4.2.3.1 Preliminary Design Girder Tengah	88
4.2.3.2 Analisa Pembebanan Girder Tengah	88
4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	92
4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah.....	95
4.2.3.5 Kontrol lendutan pada girder tengah	113
4.2.4 Perencanaan Girder Tepi bentang 25 m	114
4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tepi	114
4.2.4.2 Analisa Pembebanan Girder Tepi.....	114

4.2.4.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	116
4.2.4.4 Perhitungan Penulangan Girder Tepi	119
4.2.4.5 Kontrol lendutan pada girder tepi.....	138
4.2.5 Perencanaan Girder Tengah bentang 21 m.....	139
4.2.5.1 Preliminary Design Girder Tengah	139
4.2.5.2 Analisa Pembebanan Girder Tengah	139
4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	142
4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah...	145
4.2.5.5 Kontrol lendutan pada girder tengah	163
4.2.6 Perencanaan Girder Tepi bentang 21 m	164
4.2.6.1 Preliminary Design Girder Tepi	164
4.2.6.2 Analisa Pembebanan Girder Tepi.....	164
4.2.6.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	166
4.2.6.4 Perhitungan Penulangan Girder Tepi	169
4.2.6.5 Kontrol lendutan pada girder tengah	188
4.2.5 Perencanaan Diafragma.....	189
4.2.5.1 Preliminary Desain Diafragma	189
4.2.5.2 Analisa Pembebanan Diafragma	189
4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam.....	191
4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Diafragma	192
BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	197
5.1 Perencanaan Abutment.....	197
5.1.1 Desain Dimensi Abutment	197
5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment	198
5.1.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment .	199

5.1.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang	213
5.1.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah	222
5.1.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang	225
5.1.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	226
5.1.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)	232
5.1.3.1 Analisis gaya dan momen Poer	232
5.1.3.2 Perhitungan penulangan Poer	239
5.1.4 Perhitungan Dinding Abutment.....	247
5.1.4.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment	247
5.1.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding....	252
5.1.4.3 Perhitungan penulangan Dinding Abutment	253
5.1.5 Perhitungan Longitudinal Stopper.....	260
5.1.5.1 Analisis Pembebanan Longitudinal Stopper	260
5.1.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper ...	263
5.1.5.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper	264
5.1.6 Perhitungan Plat Injak	268
5.1.6.1 Analisis Pembebanan Plat Injak	268
5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat Injak.....	269
5.1.6.3 Perhitungan Penulangan Plat Injak.....	270
5.1.7 Perhitungan Korbil Tumpuan Plat Injak	274
5.1.7.1 Analisis Pembebanan Korbil Belakang	274
5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbil	275
5.1.7.3 Perhitungan Penulangan Korbil Belakang	276
5.1.8 Perhitungan Wing Wall	282
5.1.8.1 Analisis Pembebanan pada Wing Wall	282

5.1.8.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall	284
5.2 Perencanaan Pilar	288
5.2.1 Desain Dimensi Pilar	288
5.2.2 Perencanaan Pondasi Pilar.....	289
5.2.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Pilar	290
5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang	302
5.2.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah	308
5.2.2.4 Perhitungan Efisiensi Daya Dukung	311
5.2.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	312
5.2.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)	317
5.2.3.1 Analisis gaya dan momen pada Poer.....	317
5.2.3.2 Perhitungan penulangan poer	323
5.2.4 Perhitungan Longitudinal Stopper.....	330
5.2.4.1 Analisis Pembebanan Long Stopper Pilar	330
5.2.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper ...	332
5.2.4.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper	333
5.2.5 Perhitungan Portal Pilar.....	339
5.2.5.1 Analisis Pembebanan Struktur Portal Pilar	339
5.2.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Portal Pilar	350
5.2.5.3 Perhitungan Penulangan Kolom Pilar	354
5.2.5.4 Perhitungan Penulangan Pier Head	358
BAB VI PERLETAKAN JEMBATAN	369
6.1 Preliminari Design Perletakan.....	369
6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk.....	369
6.1.2 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer	372

6.1.3 Kontrol Perletakan Elastomer.....	374
BAB VII PENUTUP	383
7.1 Kesimpulan.....	383
7.2 Saran.....	387
DAFTAR PUSTAKA	388
LAMPIRAN	389

DAFTAR GAMBAR

<i>Gambar 1. 1</i>	Peta lokasi Jalan Tol Surabaya – Mojokerto	2
<i>Gambar 1. 2</i>	Peta lokasi Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 ...	2
<i>Gambar 1. 3</i>	Kondisi eksisting jembatan sumberwaru	3
<i>Gambar 1. 4</i>	Layout eksisting Jembatan sumberwaru	3
<i>Gambar 1. 5</i>	Rencana memanjang Jembatan Sumberwaru	4
<i>Gambar 1. 6</i>	Rencana melintang Jembatan Sumberwaru	4
<i>Gambar 2. 1</i>	Beban lajur "D"	14
<i>Gambar 2. 2</i>	Beban "D" : BTR vs panjang dibebani.....	14
<i>Gambar 2. 3</i>	Faktor beban dinamis	15
<i>Gambar 2. 4</i>	Pembebanan truck "T" (500 kN).....	16
<i>Gambar 2. 5</i>	Peta percepatan puncak di batuan dasara (PGA) .	18
<i>Gambar 2. 6</i>	Peta respons spektra percepatan 0,2 detik.....	19
<i>Gambar 2. 7</i>	Peta respons spektra percepatan 1 detik.....	19
<i>Gambar 2. 8</i>	Bentuk tipikal respons spektra	22
<i>Gambar 2. 9</i>	Tekanan tanah tambahan.....	26
<i>Gambar 2. 10</i>	Tekanan tanah akibat gempa	26
<i>Gambar 2. 11</i>	Pembebanan pada parapet Jembatan	28
<i>Gambar 2. 12</i>	Kontrol terhadap geser pons.....	29
<i>Gambar 2. 13</i>	Jarak minimum ujung Girder dengan tumpuan....	37
<i>Gambar 3. 1</i>	Detail Diagram Alir Perencanaan Jembatan	60
<i>Gambar 4. 1</i>	Preliminary Desain Parapet.....	61
<i>Gambar 4. 2</i>	Sketsa Penulangan pada Parapet	67
<i>Gambar 4. 3</i>	Potongan melintang Plat Lantai Jembatan	68
<i>Gambar 4. 4</i>	Kontrol tebal plat dengan geser pons	69
<i>Gambar 4. 5</i>	Momen yang terjadi pada SAP 2000 v.15	71
<i>Gambar 4. 6</i>	Sketsa Penulangan Plat Lantai Jembatan	79
<i>Gambar 4. 7</i>	Sketsa Plat lantai kantilever	80
<i>Gambar 4. 8</i>	Permodelan pembebanan plat lantai kantilever.....	81
<i>Gambar 4. 9</i>	Sketsa Penulangan Plat Kantilever.....	87

<i>Gambar 4. 10</i>	Sketsa Girder bentang 25 m	88
<i>Gambar 4. 11</i>	Beban lajur Girder tengah 25 m	90
<i>Gambar 4. 12</i>	Faktor beban dinamis untuk BGT	91
<i>Gambar 4. 13</i>	Beban truck	91
<i>Gambar 4. 14</i>	Permodelan beban mati girder tengah 25 m.....	92
<i>Gambar 4. 15</i>	Permodelan beban hidup girder tengah 25 m.....	93
<i>Gambar 4. 16</i>	Sketsa penulangan girder tengah 25 m	103
<i>Gambar 4. 17</i>	Sketsa penulangan girder tengah 25 m	112
<i>Gambar 4. 18</i>	Permodelan beban mati girder tepi 25 m	116
<i>Gambar 4. 19</i>	Permodelan beban hidup girder tepi 25 m	117
<i>Gambar 4. 20</i>	Sketsa penulangan girder tepi 25 m	128
<i>Gambar 4. 21</i>	Sketsa penulangan girder tepi 25 m	137
<i>Gambar 4. 22</i>	Sketsa Girder bentang 21 m	139
<i>Gambar 4. 23</i>	Permodelan beban mati girder tengah 21 m.....	142
<i>Gambar 4. 24</i>	Permodelan beban hidup girder tengah 21 m.....	142
<i>Gambar 4. 25</i>	Sketsa penulangan girder tengah 21 m.....	153
<i>Gambar 4. 26</i>	Sketsa penulangan girder tengah 21 m.....	162
<i>Gambar 4. 27</i>	Permodelan beban mati girder tepi 21 m	166
<i>Gambar 4. 28</i>	Permodelan beban hidup girder tepi 21 m	167
<i>Gambar 4. 29</i>	Sketsa Penulangan girder tepi 21 m	178
<i>Gambar 4. 30</i>	Sketsa penulangan girder tepi 21 m	187
<i>Gambar 4. 31</i>	Preliminray desain diafragma	189
<i>Gambar 4. 32</i>	Permodelan beban lendutan akibat girder	190
<i>Gambar 4. 33</i>	Sketsa penulangan diafragma.....	196
<i>Gambar 5. 1</i>	Perencanaan Abutment A2 (Sisi Surabaya)	198
<i>Gambar 5. 2</i>	Pembebanan Abutment beban mati bang. Atas....	199
<i>Gambar 5. 3</i>	Pembagian Segmen Abutment	200
<i>Gambar 5. 4</i>	Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas.....	202
<i>Gambar 5. 5</i>	Beban tekanan tanah aktif abutment jembatan.....	204
<i>Gambar 5. 6</i>	Bentuk tipikal respons spektra permukaan tanah.	209
<i>Gambar 5. 7</i>	Konfigurasi tiang pancang abutment	216
<i>Gambar 5. 8</i>	Tiang pancang miring abutmen.....	230
<i>Gambar 5. 9</i>	Beban pada Poer Abutment.....	232
<i>Gambar 5. 10</i>	Konfigurasi tiang pancang abutment	234
<i>Gambar 5. 11</i>	Analisis Gaya dan Momen pada Poer	238

<i>Gambar 5. 12</i>	Sketsa penulangan pile cap abutmen.....	246
<i>Gambar 5. 13</i>	Analisa pembebanan pada dinding abutment.....	247
<i>Gambar 5. 14</i>	Asumsi beban hidup lalu lintas	248
<i>Gambar 5. 15</i>	Sketsa penulangan breast wall	259
<i>Gambar 5. 16</i>	Pembebanan pada longitudinal stopper.....	260
<i>Gambar 5. 17</i>	Sketsa penulangan long stopper	267
<i>Gambar 5. 18</i>	Pembebanan pada Plat Injak Abutment	268
<i>Gambar 5. 19</i>	Permodelan momen pada plat injak	269
<i>Gambar 5. 20</i>	Sketsa penulangan plat injak.....	273
<i>Gambar 5. 21</i>	Pembebanan pada Korbel Belakang.....	274
<i>Gambar 5. 22</i>	Sketsa penulangan korbel belakang	281
<i>Gambar 5. 23</i>	Pembabanan pada wing wall beban sendiri	282
<i>Gambar 5. 24</i>	Pembebanan wing wall tekanan tanah aktif	283
<i>Gambar 5. 25</i>	Sketsa penulangan wing wall	287
<i>Gambar 5. 26</i>	Potongan Memanjang Pilar type portal.....	289
<i>Gambar 5. 27</i>	Potongan Memanjang Pilar	291
<i>Gambar 5. 28</i>	Potongan Memanjang Pilar	292
<i>Gambar 5. 29</i>	Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas.....	294
<i>Gambar 5. 30</i>	Bentuk tipikal respons spektra	298
<i>Gambar 5. 31</i>	Konfigurasi tiang pancang Pilar.....	305
<i>Gambar 5. 32</i>	Tiang pancang miring pilar	315
<i>Gambar 5. 33</i>	Konfigurasi tiang pancang pilar	320
<i>Gambar 5. 34</i>	Analisis Gaya dan Momen pada Poer	322
<i>Gambar 5. 35</i>	Sketsa penulangan Pile Cap (Poer)	329
<i>Gambar 5. 36</i>	Pembebanan pada longitudinal stopper.....	330
<i>Gambar 5. 37</i>	Sketsa penulangan Longitudinal Stopper.....	338
<i>Gambar 5. 38</i>	Permodelan pilar pada SAP 2000 v.14	339
<i>Gambar 5. 39</i>	Beban mati bangunan atas.....	342
<i>Gambar 5. 40</i>	Asumsi Beban Hidup Lalu - Lintas.....	342
<i>Gambar 5. 41</i>	Beban hidup lalu lintas.....	345
<i>Gambar 5. 42</i>	Beban gempa.....	347
<i>Gambar 5. 43</i>	Beban angin.....	348
<i>Gambar 5. 44</i>	Beban rem	349
<i>Gambar 5. 45</i>	Gaya aksial yang bekerja pada pilar jembatan ...	350
<i>Gambar 5. 46</i>	Aksial yang dipakai (Pu).....	350

<i>Gambar 5. 47</i>	Hasil gaya geser dan momen arah x pilar	351
<i>Gambar 5. 48</i>	Hasil gaya geser dan momen arah y pilar	351
<i>Gambar 5. 49</i>	Gaya dan momen pada pier head jembatan.....	352
<i>Gambar 5. 50</i>	Hasil momen dan gaya geser pada tumpuan	352
<i>Gambar 5. 51</i>	Momen dan gaya geser ultimit pada lapangan ...	353
<i>Gambar 5. 52</i>	Kapasitas penampang kolom PCA COL.....	354
<i>Gambar 5. 53</i>	Sketsa penulangan Kolom Pilar	357
<i>Gambar 5. 54</i>	Sketsa penulangan Pier Head tumpuan	362
<i>Gambar 5. 55</i>	Sketsa penulangan Pier Head lapangan.....	367
<i>Gambar 6. 2</i>	Beban tegak lurus pada perletakan.....	369
<i>Gambar 6. 3</i>	Sketsa rencana elastomer jembatan.....	373

DAFTAR TABEL

<i>Tabel 2. 1</i> Berat jenis bahan	12
<i>Tabel 2. 2</i> Kelas situs	20
<i>Tabel 2. 4</i> Besarnya nilai faktor amplifikasi periode 1 detik.....	21
<i>Tabel 2. 5</i> Zona gempa	23
<i>Tabel 2. 6</i> Faktor modifikasi respons (R) bangunan bawah	24
<i>Tabel 2. 7</i> Faktor modifikasi respons (R) antar elemen	24
<i>Tabel 2. 8</i> Jenis tipikal pangkal Jembatan	33
<i>Tabel 2. 9</i> Faktor reduksi.....	35
<i>Tabel 2. 10</i> faktor beban menurut BMS 1992 pasal 9.2 9-7.....	35
<i>Tabel 2. 11</i> Jenis – jenis pilar dalam perencanaan	37
<i>Tabel 2. 12</i> Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana	38
<i>Tabel 2. 13</i> Spesifikasi elastomer bearing pad	41
<i>Tabel 2. 14</i> Data perhitungan untuk pemeriksaan elastomer.....	41
<i>Tabel 4. 1</i> Rekapitulasi pembebanan Plat Lantai Kendaraan	71
<i>Tabel 5. 1</i> Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. atas. 199	201
<i>Tabel 5. 2</i> Perhitungan beban sendiri abutment	201
<i>Tabel 5. 3</i> Perhitungan Statis Momen Abutment	201
<i>Tabel 5. 4</i> Hasil pengolahan data N-SPT tanah.....	207
<i>Tabel 5. 5</i> Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2).....	207
<i>Tabel 5. 6</i> Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt	208
<i>Tabel 5. 7</i> Besarnya nilai faktor amplifikasi periode 1 detik.....	208
<i>Tabel 5. 8</i> Faktor modifikasi respons (R) bangunan bawah.....	210
<i>Tabel 5. 9</i> Faktor modifikasi respons (R) antar elemen	211
<i>Tabel 5. 10</i> Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer...	213
<i>Tabel 5. 11</i> Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang	217
<i>Tabel 5. 12</i> Perhitungan daya dukung ijin tanah pondasi.....	223
<i>Tabel 5. 13</i> Resume P_{ijin} tiang pancang $\varnothing 0,6m$	227
<i>Tabel 5. 14</i> Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer...	233
<i>Tabel 5. 15</i> Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang	236
<i>Tabel 5. 16</i> Perhitungan reaksi tiang pancang	238
<i>Tabel 5. 17</i> Perhitungan momen Poer	239
<i>Tabel 5. 18</i> Kombinasi 1 Dinding Abutment	252

<i>Tabel 5. 19</i>	Kombinasi 2 Dinding Abutment	252
<i>Tabel 5. 20</i>	Kombinasi 1 long stopper abutment.....	263
<i>Tabel 5. 21</i>	Kombinasi 2 long stopper abutment.....	263
<i>Tabel 5. 22</i>	Rekapitulasi beban pada plat injak.....	270
<i>Tabel 5. 23</i>	Rekapitulasi pembebanan pada Korbel belakang...	275
<i>Tabel 5. 24</i>	Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall	283
<i>Tabel 5. 25</i>	Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif wing wall .	284
<i>Tabel 5. 26</i>	Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kanan .	290
<i>Tabel 5. 27</i>	Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kiri	290
<i>Tabel 5. 28</i>	Perhitungan berat sendir Pilar	292
<i>Tabel 5. 29</i>	Perhitungan Statis Momen Pilar.....	293
<i>Tabel 5. 30</i>	Hasil pengolahan data N-SPT tanah.....	295
<i>Tabel 5. 31</i>	Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)	296
<i>Tabel 5. 32</i>	Faktor amplifikasi	297
<i>Tabel 5. 33</i>	Besarnya nilai faktor amplifikasi	297
<i>Tabel 5. 34</i>	Faktor modifikasi respons (R) bangunan bawah ..	299
<i>Tabel 5. 35</i>	Faktor modifikasi respons (R) antar elemen	300
<i>Tabel 5. 36</i>	Perhitungan Gaya dan Momen pada center poer....	302
<i>Tabel 5. 37</i>	Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang.....	305
<i>Tabel 5. 38</i>	Perhitungan daya dukung ijin tanah pondasi	309
<i>Tabel 5. 39</i>	Resume P_{ijin} tiang pancang $\varnothing 0,6m$	313
<i>Tabel 5. 40</i>	Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer...	317
<i>Tabel 5. 41</i>	Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang.....	320
<i>Tabel 5. 42</i>	Perhitungan gaya reaksi tiang pancang	322
<i>Tabel 5. 43</i>	Perhitungan Momen pada Poer	322
<i>Tabel 5. 44</i>	Kombinasi 1 long stopper pilar	332
<i>Tabel 5. 45</i>	Kombinasi 2 long stopper pilar	332
<i>Tabel 5. 46</i>	Beban mati 1/2 bentang 25 m gelagar tepi	340
<i>Tabel 5. 47</i>	Beban mati 1/2 bentang 25 m gelagar tengah	340
<i>Tabel 5. 48</i>	Beban mati 1/2 bentang 21 m gelagar tepi	340
<i>Tabel 5. 49</i>	Beban mati 1/2 bentang 21 m gelagar tengah	341
<i>Tabel 6. 1</i>	Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan	371
<i>Tabel 6. 2</i>	Tabel rekapitulasi beban horisontal.....	371
<i>Tabel 6. 3</i>	Lampiran tabel spesifikasi elastomer	372
<i>Tabel 6. 4</i>	Dimensi perletakan elastomer	372

<i>Tabel 6. 5</i> Data dan spesifikasi elastomer	373
<i>Tabel 6. 6</i> Tabel rekapitulasi pemeriksaan elastomer	381

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan salah satu unsur pokok atau komponen yang penting dalam dunia transportasi, dimana jembatan berperan untuk melintaskan kendaraan melewati jalan terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang jalan dan lain lain tanpa menutupnya. Oleh karena itu jembatan merupakan unsur pokok yang sangat vital dalam bidang transportasi, kekacauan akan terjadi dimana – mana, disegala aspek kehidupan jikalau dalam jalur transportasi tidak dilengkapi dengan jembatan karena dinamika transportasi yang sedang berjalan tiba – tiba menjadi terhenti karena tidak adanya jembatan sehingga efeknya akan merambat di segala aspek kehidupan. Dengan melihat kontribusi jembatan yang sangat memegang peranan penting dalam dunia transportasi seperti di atas, maka diperlukan sebuah usaha untuk mempelajari mengenai seluk beluk struktur jembatan.

Jembatan Sumberwaru adalah salah satu bagian dari jalan tol Surabaya – Mojokero tepatnya pada STA 34 + 913 , yang melintasi sungai dan jalan di Desa Sumberwaru Kecamatan Jetis Kabupaten Mojokerto. Desain awal (kondisi exsisting) Jembatan Sumberwaru ini memiliki panjang 46 m dengan satu span/bentang dengan lebar 16,2 m untuk masing – masing arah. Jembatan Sumberwaru ini digunakan sebagai objek penulisan Tugas Akhir yang dimodifikasi dengan panjang total 46 m yang dibagi dengan 2 bentang dengan masing – masing bentang 25 meter dan 21 meter dengan menggunakan sistem konstruksi gelagar beton konvensional dan lebar 16 m untuk setiap arah mengikuti kondisi exsisting, sehingga jembatan berdiri diatas 2 buah abutment dan 1 buah pilar. Jembatan tidak dilengkapi dengan trotoar karena jalan tol direncanakan tidak diperuntukkan bagi pejalan kaki



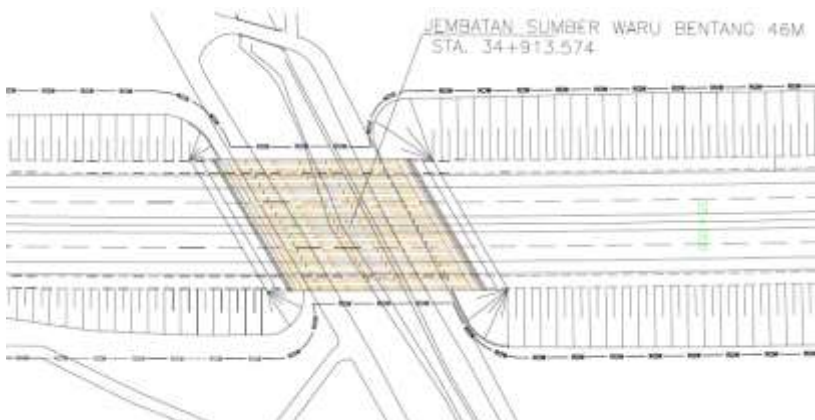
Gambar 1. 1 Peta lokasi Jalan Tol Surabaya – Mojokerto



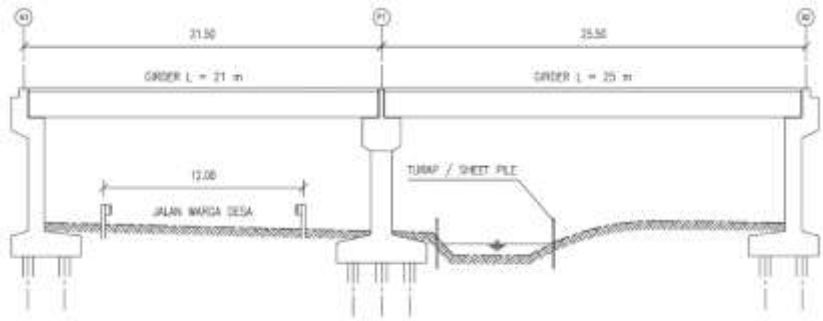
Gambar 1. 2 Peta lokasi Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913



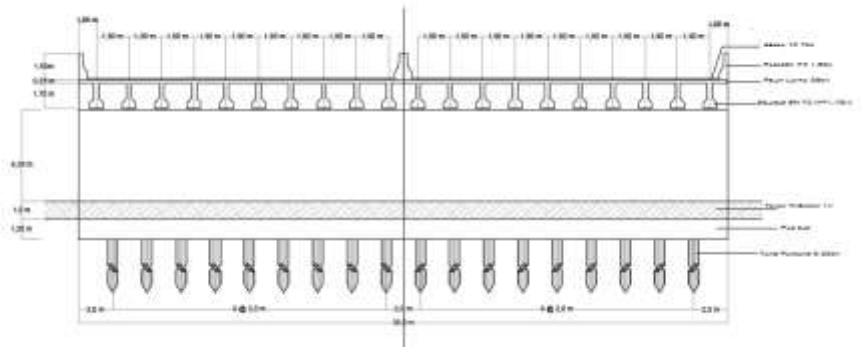
Gambar 1. 3 Kondisi eksisting jembatan sumberwaru



Gambar 1. 4 Layout eksisting Jembatan sumberwaru



Gambar 1. 5 Rencana memanjang Jembatan Sumberwaru



Gambar 1. 6 Rencana melintang Jembatan Sumberwaru

1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang sudah diuraikan diatas, maka rumusan masalah yang ingin diangkat adalah bagaimana merencanakan ulang struktur jembatan Sumberwaru kabupaten Mojokerto dengan beton konvensional yang sebelumnya sudah didesain dengan satu span dan menggunakan sistem struktur beton precast dan prategang. Untuk itu perlu perincian masalah secara mendetail supaya dapat diketahui skala prioritas dan urutan kerjanya, yang meliputi :

1. Merencanakan struktur bangunan atas jembatan
2. Merencanakan struktur bangunan bawah jembatan
3. Merencanakan bangunan pelengkap pada jembatan
4. Merencanakan peletakan dan bangunan dinding penahan tanah yang sesuai dengan persyaratan dalam peraturan teknik jembatan

1.3 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan diatas dan karena keterbatasan waktu penyusunan tugas akhir, maka perlu adanya batasan masalah. Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan – batasan, antara lain :

1. Tidak membahas metode pelaksanaan jembatan
2. Tidak menghitung RAB jembatan
3. Tidak menghitung turap / sheet pile

1.4 Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan tugas akhir ini adalah untuk mendesain kembali jembatan Sumberwaru kabupaten Mojokerto dengan menggunakan

konstruksi beton konvensional dan menambahkan konstruksi pilar pada jembatan yang semula hanya satu span, sesuai dengan permasalahan diatas dengan mengacu kepada syarat dan peraturan perencanaan jembatan. Berikut tujuan dari penulisan tugas akhir , meliputi :

1. Merencanakan dimensi struktur bangunan atas yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan dan menghitung kebutuhan penulangannya
 - b. Gelagar memanjang dan melintang dan menghitung kebutuhan penulangannya
 - c. Parapet dan menghitung kebutuhan penulangannya
2. Merencanakan dimensi struktur bangunan bawah yang meliputi :
 - a. Abutment
 - b. Pondasi
 - c. Pilar
3. Merencanakan dimensi struktur bangunan pelengkap yang meliputi :
 - a. Pelat injak
 - b. Tembok sayap (Wing Wall)
4. Menggambar detail struktur yang direncanakan tersebut

1.5 Manfaat Perencanaan

Dalam penyusunan tugas akhir ini , mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Penyusunan tugas akhir ini sangat bermanfaat bagi mahasiswa, institusi, dan instansi terkait. Dikarenakan tugas akhir ini diharapkan mampu menyajikan karya yang orisinal dalam merencanakan ulang suatu konstruksi jembatan.

Manfaat yang dapat diambil dari perencanaan jembatan sumberwaru pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk dijadikan sebagai proyek tugas akhir yang menjadi syarat kelulusan

2. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan suatu aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah
3. Dapat mengetahui proses perencanaan yang terjadi dalam suatu proyek jembatan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

2.1.1 Definisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan atau melintaskan jalan terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang dan lain – lain tanpa menutupinya. Jembatan yang melewati di atas sungai disebut *aqueduct*, sedangkan jembatan yang melewati jalan disebut *viaduct*.

Jenis jembatan berdasarkan fungsinya, lokasi, bahan konstruksi dan tipe struktur sekarang ini telah mengalami perkembangan pesat sesuai dengan kemajuan zaman dan teknologi, mulai dari yang sederhana sampai pada konstruksi yang mutakhir. Jembatan merupakan suatu system transportasi untuk tiga hal :

1. Merupakan pengontrol kapasitas dari system
2. Mempunyai biaya tertinggi per mil system
3. Jika jembatan runtuh, system akan lumpuh

(Jembatan, Dr.Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA, 2007)

Berdasarkan fungsinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan jalan raya (*highway bridge*), Jembatan jalan kereta api (*railway bridge*), Jembatan pejalan kaki atau penyebrangan (*pedestrian bridge*). Berdasarkan lokasinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan di atas sungai atau danau, Jembatan di atas lembah, Jembatan di atas jalan yang ada (*fly over*), Jembatan di atas saluran irigasi/drainase (*culvert*), Jembatan di dermaga (*trestle*). Berdasarkan bahan konstruksinya, jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain : Jembatan kayu (*log bridge*), Jembatan beton (*concrete bridge*), Jembatan baja (*steel bridge*), jembatan komposit (*composite bridge*). Berdasarkan tipe strukturnya, Jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain :

Jembatan plat (*slab bridge*), Jembatan slab berongga (*voided slab bridge*), Jembatan gelagar (*girder bridge*), Jembatan rangka (*truss bridge*), Jembatan pelengkung (*arch bridge*), Jembatan gantung (*suspension bridge*), Jembatan kabel (*cable stayed bridge*).

2.1.2 Komponen Struktur Jembatan

Jembatan terdiri dari bangunan atas dan bangunan bawah. Bangunan atas pada umumnya terdiri dari gelagar – gelagar induk yang terbentang dari titik tumpu ke titik tumpu serta gelagar melintang yang biasa disebut dengan diafragma yang menahan plat lantai kendaraan. Sedangkan, bangunan bawah jembatan ialah konstruksi yang menahan dan meneruskan beban dari bangunan atas baik beban mati maupun beban hidup ke pondasi. Biasanya bahan yang sering digunakan untuk merancang bangunan bawah berupa beton dan pondasi yang direncanakan untuk menahan konstruksi sesuai dengan kondisi tanah dan peta situasi lahan. Pondasi yang digunakan bisa berupa pondasi langsung, pondasi sumuran atau pondasi dalam (tiang pancang).

2.1.3 Kriteria Perencanaan Jembatan

2.1.3.1 Survei dan Investigasi

Dalam perencanaan teknis jembatan perlu dilakukan survei dan investigasi yang meliputi :

- Survey tata guna lahan
- Survey topografi
- Survey hidrologi
- Penyelidikan tanah
- Penyelidikan geologi
- Survey bahan dan tenaga kerja setempat

Hasil survey dan investigasi digunakan sebagai dasar untuk membuat rancangan teknis yang menyangkut beberapa hal antara lain :

- Kondisi tata guna lahan, baik yang ada pada jalan pendukung maupun lokasi jembatan berkaitan dengan ketersediaan lahan yang ada
- Ketersediaan material, anggaran dan sumberdaya manusia
- Kelas jembatan yang disesuaikan dengan kelas jalan dan volume lalu lintas
- Pemilihan jenis konstruksi jembatan yang sesuai dengan kondisi topografi, struktur tanah, geologi, hidrologi serta kondisi sungai dan perilakunya

2.1.3.2 Analisis Data

Sebelum membuat rancangan teknis perlu dilakukan analisis data survey dan investigasi yang meliputi antara lain :

- Analisis data lalu – lintas
Analisis data lalu – lintas digunakan untuk menentukan kelas jembatan yang erat hubungannya dengan penentuan lebar jembatan dan beban lalu – lintas yang direncanakan
- Analisis data hidrologi
Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui besarnya debit banjir rancangan, kecepatan aliran, dan gerusan (scouring) pada sungai dimana jembatan akan dibangun
- Analisis data tanah
Data hasil pengujian tanah di laboratorium maupun di lapangan yang berupa pengujian sondir, SPT, boring, dsb digunakan untuk mengetahui parameter tanah dasar hubungannya dengan pemilihan jenis konstruksi pondasi jembatan
- Analisis geometri

Analisis ini dimaksudkan untuk menentukan elevasi jembatan yang erat hubungannya dengan alinemen vertikal dan panjang jalan pendekat (oprit)

2.2 Bagian – Bagian Jembatan

Secara umum struktur jembatan dapat dibedakan menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Sehingga jika diurutkan, komponen struktur jembatan beton akan menjadi sebagai berikut dengan fungsinya masing – masing :

2.2.1 Bangunan Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung yang meliputi berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, gaya rem, beban pejalan kaki, dan lain – lain. Struktur atas jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Plat lantai kendaraan
- ✓ Balok girder
- ✓ Balok diafragma
- ✓ Trotoar
- ✓ Sandaran atau parapet

2.2.2 Bangunan Bawah

Struktur bawah jembatan berfungsi memikul seluruh beban struktur jembatan atas baik beban hidup maupun beban mati dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air dan hanyutan, tumbukan, gaya rem, beban gempa dan lain – lain untuk kemudian disalurkan oleh pondasi ke tanah dasar. Struktur bawah jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Abutment
 - Dinding belakang (Back wall)
 - Dinding penahan (Longitudinal stopper)
 - Dinding sayap (Wing wall)
 - Plat injak (Approach slab)

- Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)
 - Pondasi
- ✓ Pilar
- Kepala pilar (Pier head)
 - Pilar yang berupa dinding , kolom, atau portal
 - Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)
 - Pondasi

2.3 Pembebanan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban – beban yang terjadi pada jembatan. Beban – beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyaknya tulangan yang digunakan. Pada peraturan *RSNI T-02-2005* tentang standart pembebanan untuk jembatan aksi – aksi (beban) digolongkan berdasarkan bagian bagian jembatan yaitu :

2.3.1 Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas beban – beban yang bekerja pada struktur bangunan atas adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Beban mati adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non – structural yang dipikul dan bersifat tetap (*RSNI T-02-2005 Pasal 5*). Pada bangunan atas beban mati terdiri dari beban girder, beban difragma, beban plat lantai kendaraan, beban parapet.

Tabel 2. 1 Berat jenis bahan

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)
Lapisan permukaan beraspal	22,00

Timbunan tanah dipadatkan	17,20
Kerikil dipadatkan	22,70
Aspal beton	22,00
Beton	25,00
Beton bertulang	25,00
Batu pasangan	23,50

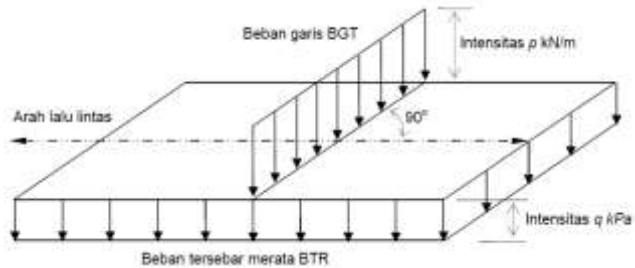
2. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan seperti lapisan aspal overlay dan genangan air hujan. (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.3*)

3. Beban hidup lalu lintas

a. Beban lajur “D”

Beban lalu lintas terdiri dari pembebanan lajur “D” dan pembebanan truck “T”. Pembebanan lajur “D” ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Sedangkan, pembebanan truck “T” adalah kendaraan berat tunggal dengan tiga gandar yang ditempatkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Pada umumnya pembebanan “D” akan menentukan untuk bentang sedang sampai panjang dan pembebanan “T” akan menentukan untuk bentang pendek pendek dan sistem lantai. Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.3*)



Gambar 2. 1 Beban lajur "D"

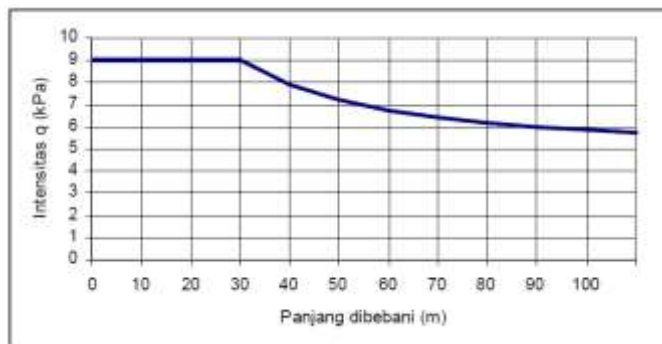
✓ Beban terbagi rata (BTR)

Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban "D" terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas q KPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$q = 9 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m} \quad \dots \text{ (Pers. 2.1)}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m} \quad \dots \text{ (Pers. 2.2)}$$

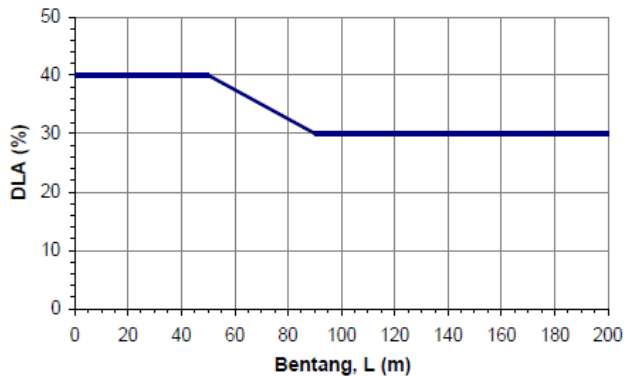
untuk L merupakan bentang girder



Gambar 2. 2 Beban "D" : BTR vs panjang dibebani

✓ **Beban garis terpusat (BGT)**

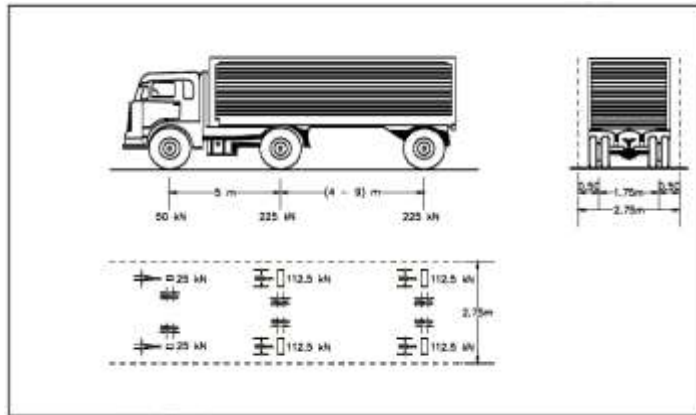
Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamis (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.



Gambar 2. 3 Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D"

b. Beban truck "T"

Beban truck "T" adalah berat suatu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu – lintas. (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.4*)



Gambar 2. 4 Pembebanan truck "T" (500 kN)

2.3.2 Bangunan Bawah

Pada perencanaan bangunan bawah struktur harus bisa memikul beban struktur bangunan atas sekaligus beban bangunan bawah sendiri. Adapun beban – beban pada bangunan bawah adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Pada bangunan bawah beban mati terdiri dari beban struktur bangunan atas, beban abutment sendiri meliputi : Abutmen (Kepala Jembatan) dan bangunan pelengkapanya yaitu wing wall dan pelat injak.

2. Beban lajur "D"

Beban Lajur yang bekerja pada bangunan atas juga akan bekerja pada bangunan bawah .Untuk beban lajur (Beban Terbagi Merata "BTR") dan (Beban Garis Terpusat "BGT") menggunakan standar *RSNI T-02-2005*, meliputi :

- a. (Beban Terbagi Merata "BTR")

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban ‘D’ terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas q KPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$q = 9 \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

untuk L merupakan bentang girder

b. (Beban Garis Terpusat “BGT”)

Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.

3. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang – bentang lainnya dapat dilihat pada grafik berikut : (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.7*)

4. Beban angin

Pembebanan angin pada bangunan bawah merupakan beban angin yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan *RSNI T-02-2005 Pasal 7.6* adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad \dots \text{ (Pers. 2.3)}$$

dimana ,

C_w = Koefisien serat

V_w = Kecepatan angin rancana (m/det)

A_b = Luas bidang (m^2)

5. Beban Gempa

Beban gempa pada jembatan harus diperhitungkan berdasarkan *SNI Gempa 2833 – 2013* adalah sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \dots (\text{Persamaan 2.4})$$

Dimana ,

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastik pada moda getar

R = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan hidup

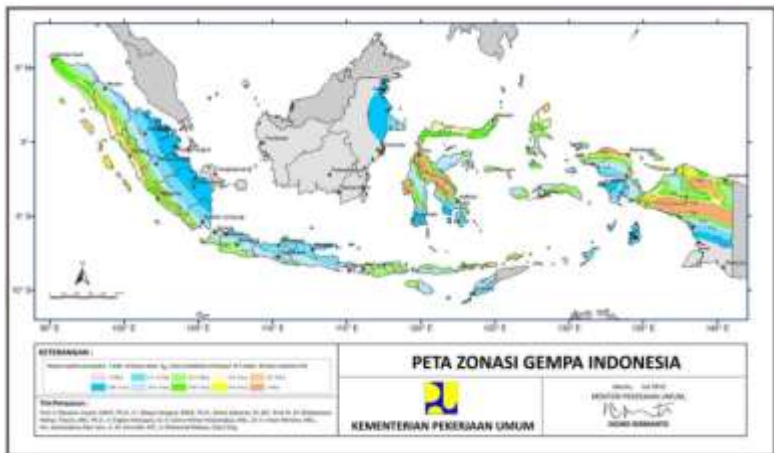
Koefisien respons elastic (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spectra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana.



Gambar 2. 5 Peta percepatan puncak di batuan dasara (PGA)



Gambar 2. 6 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar



Gambar 2. 7 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar

Klasifikasi situs ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium

Tabel 2. 2 Kelas situs

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

Pada tabel 2.2 \bar{N} adalah hasil uji penetrasi standart dengan lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{\bar{N}}\right)} \dots \text{ (Persamaan 2.5)}$$

Dimana ,

\bar{N} = Nilai hasil uji penetrasi standart lapisan tanah

t_i = Tebal lapisan tanah ke – i

m = Jumlah lapisan tanah (30 m)

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi pada periode nol detik, periode

pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 2.3 dan Tabel 2.4 memberikan nilai – nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi tanah. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.3.2*)

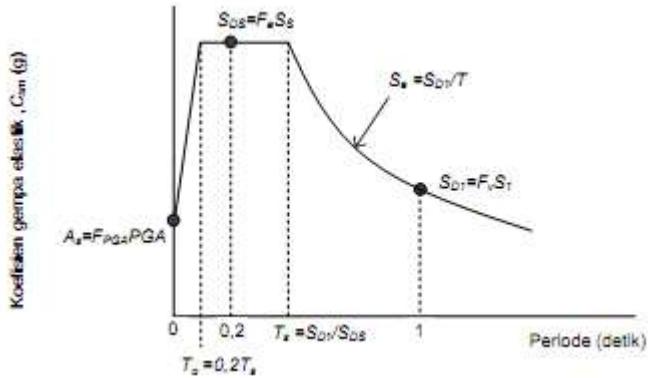
Tabel 2. 3 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA} / F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_2 \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_2 = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_2 = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_2 = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_2 \geq 1,25$
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

Tabel 2. 4 Besarnya nilai faktor simplifikasi 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

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat – kebebasan – tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) terendam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.4.1*)



Gambar 2. 8 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, Ss dan S1, serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv). Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad \dots \text{ (Persamaan 2.6)}$$

$$S_{DS} = F_s \times S_s \quad \dots \text{ (Persamaan 2.7)}$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I \quad \dots \text{ (Persamaan 2.8)}$$

Koefisien respons gempa elastik :

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \dots \text{ (Persamaan 2.9)}$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan C_{sm} adalah sama dengan S_{DS}
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{DI}}{T} \quad \dots \text{ (Persamaan 2.10)}$$

Keterangan

S_{DS} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek

S_{D1} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

T_0 = $0,2 \times T_s$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra periode 1 detik (S_{D1}) sesuai tabel 2.5. Kategori tersebut menggambarkan variasi resiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.6*)

Tabel 2. 5 Zona gempa

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

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detail struktur harus sesuai dengan ketentuan pada *Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI Gempa 2833 – 2013*

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastic dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai tabel 2.6. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada tabel 2.7 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antar elemen struktur seperti hubungan kolom ke pondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk berhubungan

Apabila digunakan analisis dinamik waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.7*)

Tabel 2. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

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

Tabel 2. 7 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

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan, sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

$$1. \quad DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_x \pm EQ_y \quad \dots \text{ (Persamaan 2.11)}$$

$$2. \quad DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_y \pm EQ_x \quad \dots \text{ (Persamaan 2.12)}$$

Keterangan :

DL = Beban mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} = Faktor beban hidup kondisi gempa (0,5)

LL = Beban hidup yang bekerja (kN)

EQ_x = Beban gempa yang bekerja pada arah x

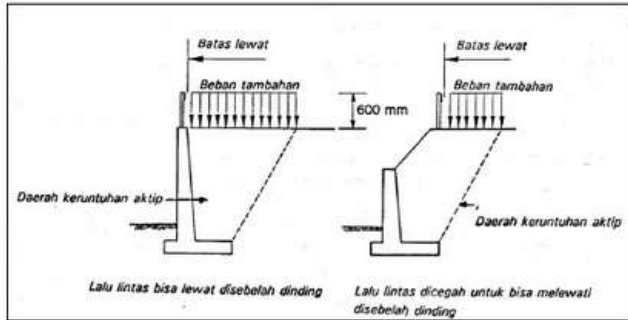
EQ_y = Beban gempa yang bekerja pada arah y

4. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

a. Tekanan tanah aktif

Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horisontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah irisan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horisontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

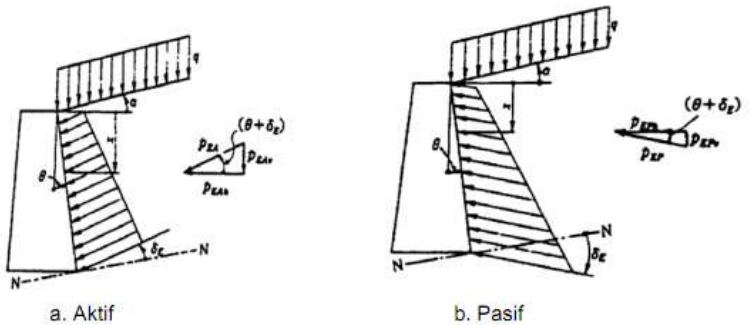
Pada tanah dibagikan belakang dinding penahan harus diperhatikan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu – lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 meter yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu – lintas tersebut (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2*)



Gambar 2. 9 Tekanan tanah tambahan

b. Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Kepala jembatan harus direncanakan agar mampu menahan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa.



Gambar 2. 10 Tekanan tanah akibat gempa

$$K_{aG} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta)} \dots (Pers.2.13)$$

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \dots (Pers. 2.14)$$

Dimana ,

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa

θ = $\tan^{-1} K_h$ (derajat)

K_h = Koefisien gempa horizontal

δ = Sudut geser antara tembok dan tanah

ϕ = Sudut geser dalam

β = Sudut antara permukaan belakang tembok

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \dots (Pers. 2.15)$$

dimana ,

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$\Delta P_G = \frac{\gamma H^2}{2} \Delta K_{aG} B \dots (Pers. 2.16)$$

dimana ,

ΔP_G = Gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa

ΔK_{aG} = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

γ = Berat jenis tanah (kN/m^3)

H = Tinggi tembok penahan (m)

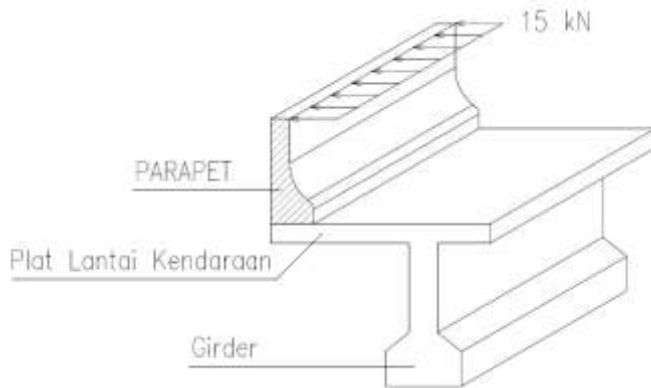
B = Lebar dinding penahan (m)

2.4 Perencanaan Elemen – Elemen Jembatan

2.4.1 Bangunan Atas

2.4.1.1 Bangunan Sekunder

A. Parapet Jembatan



Gambar 2. 11 Pembebanan pada parapet Jembatan

Pada tugas akhir ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Sumberwaru merupakan bagian dari Jalan Tol Surabaya – Mojokerto Seksi IV sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.

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

2.4.1.2 Bangunan Utama

A. Plat Lantai Kendaraan

Perencanaan awal pelat lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2* adalah sebagai berikut :

$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad \dots \text{ (Persamaan. 2.17)}$$

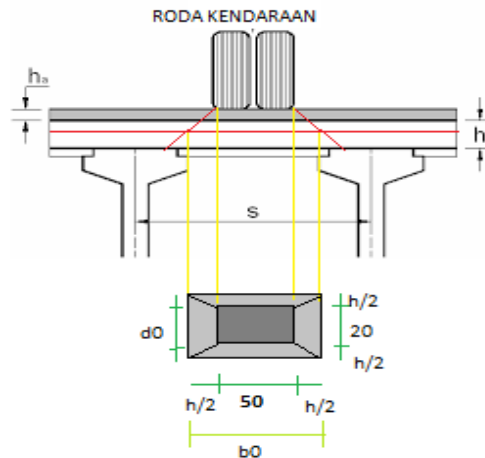
$$ts \geq (100 + 0,40 \cdot L) \text{ mm} \quad \dots \text{ (Persamaan. 2.18)}$$

dimana ,

ts = Tebal plat lantai kendaraan (mm)

L = Jarak antar girder (mm)

Perencanaan pelat lantai kendaraan harus di kontrol dengan geser pons, seperti berikut :



Gambar 2. 12 Kontrol terhadap geser pons

$$V_u > P_u_{\text{truck}} \quad \dots \text{ (Persamaan 2.19)}$$

$$\begin{aligned} b_0 &= a + (2 \times t_a) + h \\ d_0 &= b + (2 \times t_a) + h \\ b' &= (2 \times u) + (2 \times v) \\ A_{\text{pons}} &= b' \times d \\ P_u_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_u \text{TT} \\ V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\ V_u &= \phi \times V_c \end{aligned}$$

Dimana ,

$$\begin{aligned} b_0 &= \text{Panjang efektif dari keliling kritis (mm)} \\ d_0 &= \text{Lebar efektif dari keliling kritis (mm)} \\ h &= \text{Tebal plat lantai kendaraan (mm)} \\ t_a &= \text{Tebal lapisan aspal dan overlay (mm)} \\ A_{\text{pons}} &= \text{Luas penampang kritis (mm)} \end{aligned}$$

B. Balok Girder

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1** adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H &\geq 165 + 0,06 \cdot L && \dots \text{ (Persamaan. 2.20)} \\ B &= H / 3 && \dots \text{ (Persamaan. 2.21)} \end{aligned}$$

dimana ,

$$\begin{aligned} H &= \text{Tinggi girder (m)} \\ B &= \text{Lebar girder (m)} \\ L &= \text{Bentang jembatan (m)} \end{aligned}$$

Kontrol lendutan pada balok girder :

- Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} \text{ (cm)} \dots \text{ (Persamaan. 2.22)}$$

- Lendutan dikontrol akibat beban hidup

$$\Delta (UDL + KEL) = \frac{5 \cdot q (UDL) \cdot \gamma^4}{384 \cdot E \cdot lx} + \frac{1 \cdot P (KEL) \cdot \gamma^3}{48 \cdot E \cdot lx} \dots (Pers. 2.23)$$

C. Balok Diafragma

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1** adalah sebagai berikut :

$$H \geq 165 + 0,06 \cdot S \quad \dots (Persamaan. 2.24)$$

$$B = H / 3 \quad \dots (Persamaan. 2.25)$$

Dimana ,

H = Tinggi diafragma (m)

B = Lebar lebar diafragma (m)

S = Jarak antar girder (m)

Momen pada diafragma

$$M = \left(\frac{1}{12} \cdot q_u \cdot L^2 \right) + \left(\frac{6 \cdot E \cdot I \cdot x \cdot \Delta}{L^2} \right) \dots (Persamaan 2.26)$$

Dimana ,

q_u = Beban sendiri diafragma (kN)

L = Panjang diafragma (m)

E = Modulus elastisitas (MPa)

I = Momen inersia (mm⁴)

Δ = Lendutan pada girder (mm)

L = Panjang girder (m)

2.4.2 Bangunan Bawah


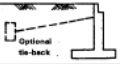

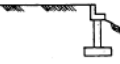

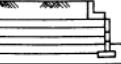
2.4.2.1 Abutment

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

Pada tanah dibagian belakang dinding penahan harus diperhitungkan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara manual pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut (***BMS BDC 1992, hal 2-18***)

Untuk perencanaan awal bentuk dan dimensi pangkal / kepala jembatan menggunakan acuan ***BMS BDM 1992 3.1.2 (vol 1)*** yaitu pangkal tembok penahan karena timbunan jalan tertahan dalam batas – batas pangkal dengan tembok penahan yang didukung oleh pondasi

Tabel 2. 8 Jenis tipikal pangkal Jembatan

JENIS PANGKAL	TINGGI PANGKAL (m)				
		0	10	20	30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITAS 	3.4				
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER 	8				
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT 	6.8				
PANGKAL KOLOM 'SPILL-THROUGH' 					
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA 					
PANGKAL TANAH BERTULANG 	5 15				

Abutmen atau pangkal jembatan tentunya harus dilengkapi dengan bangunan pelengkap, meliputi :

- **Wing wall**

Wing wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan *BMS BDM 1992 hal 3-31* adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar $1/20$ tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm. Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal tegak lurus terdapat dinding. (*BMS BDC, Pasal 6.9 hal 6-69*)

- **Plat Injak**

Sesuai dengan *BMS BDM 1992 hal 3-31* untuk dimensi permulaan plat injak dapat diambil sebesar 3000 mm dan setebal 200 mm. Lebar plat injak disesuaikan dengan kelas jembatan

tetapi umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terdapat tembok – tembok sayap.

a. Kontrol stabilitas abutment

Kontrol geser abutment

Menurut BMS pasal 9.2 tahanan lateral total adalah akibat kombinasi ketahanan geser dibawah pondasi dan ketahanan pasif pada sisi pondasi dan bangunan bawah.

Faktor keamanan terhadap gerakan lateral dikontrol terhadap

$$SF = \frac{\sum \text{Tahanan lateral ultimit}}{\sum \text{Gaya lateral ultimit}} \geq 1.10$$

Tahanan geser pada dasar pondasi (BMS 1992 ps. 9.2.1)

- Tahanan lateral ultimit tanah tidak kohesif

$$R_s = P^o \times \tan \delta^o$$

R_s = Tahanan tanah

P^o = Beban vertical tegak lurus terhadap dasar pondasi dikurangi untuk memperhitungkan daya angkat

(δ) = Sudut geser tanah

δ^o = nilai rencana dari geser antara dasar pondasi dan tanah ;

= δ untuk beton cor ditempat

= $2/3 \delta$ untuk pondasi beton pracetak yang halus

- Tahanan lateral ultimit tanah kohesif

$$R_s = 0.4 \times A_{\text{eff}} \times C_u'$$

R_s = Tahanan lateral ultimit

(δ) = Sudut geser tanah

(C_u) = Nilai kohesi tanah

(C_u') = Nilai kohesi tanah yang direduksi = $K_{rc} \times C_u$

$$\begin{aligned}
 (A_{ef}) &= \text{Luas bidang kontak efektif} \\
 &= B_{\text{eff}} \times L_{\text{eff}} \\
 C_u' &= K_{rc} \times C_u
 \end{aligned}$$

Tabel 2. 9 Faktor reduksi

Parameter	Notasi	Faktor reduksi
Faktor reduksi kohesi	K_{rc}	0.70
Faktor reduksi sudut geser	$K_{r\phi}$	0.80

- Gaya lateral ultimit

$$\begin{aligned}
 H &= \text{tinggi tanah timbunan} \\
 (\phi) &= \text{Sudut geser tanah} \\
 h(\phi') &= \text{Sudut geser tanah yang direduksi} \\
 &= \text{arc.tan } \alpha \times k_{r\phi} \times \tan \phi \\
 K_a &= \text{koefisien tekanan tanah}
 \end{aligned}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Tabel 2. 10 faktor beban menurut BMS 1992 pasal 9.2 9-7

	Faktor beban	
	mengurangi	biasa
Berat bangunan atas (baja)	0.9	1.1
Bang.bawah (beton cor tempat)	0.75	1.3
Beban tanah	0.8	1.25
Tekanan tanah aktif	0.8	1.2
Tekanan tanah pasif	0.8	1.25

b. Kontrol guling abutmen

Menurut BMS pasal 9.3 tahanan guling di kontrol dengan $SF \geq 1.10$ dengan membandingkan gaya yang menyebabkan guling terhadap gaya yang menahan guling.







Faktor keamanan terhadap guling dikontrol terhadap :

$$SF = \frac{\sum. \text{Momen penahan ultimit}}{\sum. \text{Momen penyebab guling ultimit}} \geq 1.10$$

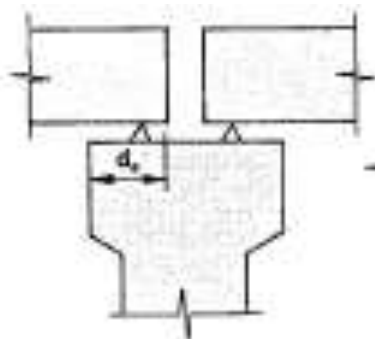
2.4.2.2 Pilar

Secara umum fungsi pilar adalah sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal untuk pilar dalam aliran sungai harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan dibawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya diatas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dengan 1000 mm dengan posisi deragam sepanjang pilar. Bila berada dalam aliran sungai maka terdapat beban akibat aliran suangi dimana besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (***BMS BDM hal 2-23***), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan batang kayu harus diperhitungkan (***BMS BDM hal 2-24***)

Tabel 2. 11 Jenis – jenis pilar dalam perencanaan

JENIS PILAR	TINGGI TIFIKAL (m)			
	0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TANGS BEDIKPHAMA Dua kaki tang adalah umumnya minimal 				
PILAR KOLOM TINGKAT Diberikan kolom sirkular pada aliran arus. 	5	15		
PILAR TEMBEK Ujung bundar dan alih-aliran bentuk sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan getaran lokal. 	5		25	
PILAR PORTAL SATU TINGKAT KOLOM GANDA ATAU MAJEMUKU Diberikan kolom sirkular pada aliran arus. 	5	15		
PILAR PORTAL DUA TINGKAT 			15	25
PILAR TEMBEK PERAMPANG Perancangan ini menggunakan karbitisasi. Sifatnya tidak terhalang aliran arus dan dipaparkan untuk pengangkutan dibarat. 				25

Pada pilar jembatan bangunan atas tidak direncanakan agar menerus atau dihubungkan, peraturan memberi persyaratan jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan yang harus diadakan seperti gambar berikut : (**BMS BDM 1992 4.2.6**) (*Vol 1*)



Gambar 2. 13 Jarak minimum ujung Girder dengan tumpuan

$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S < 100 \text{ m} \quad \dots (\text{Pers. 2.27})$$

$$d_0 = 0,8 + 0,004 S ; \text{ untuk } S > 100 \text{ m} \quad \dots (\text{Pers. 2.28})$$

Keterangan :

d_0 = Jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan (m)

S = Panjang bentang (m)

2.4.2.3 Pondasi

Menurut **BMS BDM 1992 hal 3-13** pondasi menyalurkan beban – beban terpusat dari bangunan bawah kedalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan, jenis – jenis pondasi dalam meliputi :

- Tiang pancang Kayu
- Tiang pancang Baja (Tiang H, Tiang Pipa)
- Tiang pancang Beton (Bertulang, Pratekan)
- Tiang Bor
- Sumuran

Tabel 2. 12 Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana Keadaan Batas Ultimate

Butir	Pondasi langsung	Sumuran	Tiang Pancang			
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton bertulang pra cetak	Tiang beton pracetak pratekan
Diameter Nominal (mm)	-	3000	100 x 100 sampai 400 x 400	300 sampai 600	300 sampai 600	400 sampai 600
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	tidak terbatas	tidak terbatas	30	60
Kedalaman Optimum (m)	0,3 sampai 3	7 sampai 9	7 sampai 40	7 sampai 40	12 sampai 15	18 sampai 30
Beban maksimum ULS (kN) untuk keadaan biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	1300	13000
Variasi optimum beban ULS (kN)	-		500 sampai 1500	600 sampai 1500	500 sampai 1000	500 sampai 5000

1. Daya Dukung Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah dengan *Standard Penetration Test (SPT)*, diperoleh data – data yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang. Perhitungan daya dukung tanah menggunakan perumusan *meyerhoff* seperti berikut ini :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s && \dots (\text{Pers. 2.29}) \\ &= (q_c + A_p) + (\sum l_i \cdot f_i + A_{st}) && \dots (\text{Pers. 2.30}) \end{aligned}$$

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 (ton/m)

q_c = 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)

2. Gaya Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisiensi. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Converse – Labbare* :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \dots (\text{Pers. 2.31})$$

dimana ,

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang (m)

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx^* y}{\sum y^2} \pm \frac{My^* x}{\sum x^2} \dots \text{ (Persamaan. 2.32)}$$

dimana ,

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang (kN)

V = Total gaya aksial (kN)

n = Jumlah tiang pancang (buah)

Mx = Momen sumbu x (kN.m)

My = Momen sumbu y (kN.m)

y = Jarak tiang terdapat sumbu x (m)

x = Jarak tiang terdapat sumbu y (m)

3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H \text{ ijin} = \frac{k \times D \times d}{\beta} \dots \text{ (Persamaan. 2.33)}$$

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

E_o = Modulus deformasi tanah pondasi (28N, nilai N diambil NSPT rata – rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah)

d = Pergeseran posisi ujung tiang (m)

D = Diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \times D}{4 E I}} \dots \text{ (Persamaan. 2.34)}$$

E = Modulus elastisitas beton tiang

I = Inersia beton tiang

2.4.2.4 Elastomer Bearing Pad

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 +/- 5, mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

a. Tahap perencanaan dimensi

Penentuan dimensi rencana elastomer meninjau pada jenis – jenis elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 2. 13 Spesifikasi elastomer bearing pad

Ukuran denah 400, Tebal pelat baja 5		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan mm	Kekakuan tahanan terhadap pada geser nol 10^3 kN/m	Kekakuan geser rata-rata 10^3 kN/m	Kekakuan geser rata-rata terhitung 10^3 kN/m	Kapasitas lendutan geser mm	Beban tonial pada perputaran nol pada geser maksimum kN	Beban tonial pada perputaran nol pada geser maksimum kN	Beban tonial pada perputaran maksimum pada geser nol maksimum kN	Beban tonial pada perputaran maksimum pada geser nol maksimum kN
Tebal karet dalam 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1196	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1588
10	157	681	1.23	2605	51.3	2484	2484	1355	1594
Tebal karet dalam 12									
3	68	876	2.62	3620	33.6	2123	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2123	2484	1012	1341
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1290	56.0	1428	1748	1018	1331
Tebal karet dalam 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.8	1728	2122	888	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	888	1128
9	197	217	0.85	783	72.0	1005	1256	848	1120

Sebelum melakukan kontrol perletakan maka data perhitungan elastomer yang dipilih pada pilihan desain dan dimensi elastomer pada BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 2. 14 Data perhitungan untuk pemeriksaan elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
----	-------------------	--------	-------	--------

1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus total	B	2000	Mpa
4	Panjang perletakan	a		mm
5	Lebar perletakan	b		mm
6	Tebal selimut	tc		mm
7	Tebal lapis dalam	ti		mm
8	Tebal lapis efektif selimut	te		mm
9	Tebal lapis efektif dalam	te		mm
10	Tebal pelat baja	ts		mm
11	Tebal total elastomer	t		mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At		mm ²
15	Luas denah dari permukaan terikat	A	-	-

b. Kontrol perletakan

1. (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A.eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta a = \delta b \text{ (Perletakan persegi)} = \frac{H \times t}{1000 \times At \times G}$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$A. eff = At x \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right)$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A. eff}{0,8 A} \geq 1,0$$

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a x b}{2 x (a + b) x t}$$

2. (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha a = \alpha b$ = Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha a x a^2 + \alpha b x b^2}{2 x t x t}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 x SV x 10^3}{3 x A. eff x G x (1 + 2S^2)}$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\varepsilon T = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum:

$$\varepsilon T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

3. (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A. eff > 0.9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} \text{ maks} &= 0.7 \\ \varepsilon_{sh} &= 0,012\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh. maks}}{\varepsilon_{sh}} > 1.0$$

4. (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

V = Gaya vertical terhadap perletakan kN

V.LL = Gaya vertical akibat beban hidup kN

Kontrol :

$$\frac{1.4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V.LL} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

5. (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata -rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1.0$$

6. (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3a}{b}$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 b}}$$

$$dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$$

7. (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$$

8. (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal plat baja) = 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1.0$$

$$\frac{ts \times A \times fsy}{3000 \times V \times ti} \geq 1.0$$

9. (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.eff)}{H} \geq 1.0$$

2.5 Perencanaan Penulangan Jembatan

2.5.1 Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”* sebagai berikut

$$\text{Mu} \leq \phi \times \text{Mn} \quad \dots (\text{Persamaan 2.44})$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots (\text{Persamaan 2.45})$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots (\text{Persamaan 2.46})$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad \dots (\text{Persamaan 2.47})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \quad \dots (\text{Persamaan 2.48})$$

$$R_n = \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} \quad \dots (\text{Persamaan 2.49})$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \quad \dots (\text{Persamaan 2.50})$$

$$\text{As} = \rho \times b \times d \quad \dots (\text{Persamaan 2.51})$$

Keterangan :

Mu = Momen Ultimit (kN.m)

Mn = Momen Nominal (kN.m)

ρ_b	= Rasio tulangan balance
R_n	= Tahanan momen nominal
ρ	= Rasio tulangan yang diperlukan
ρ_{maks}	= Rasio tulangan maksimum
ρ_{min}	= Rasio tulangan minimum
A_s	= Luas penampang yang dibutuhkan (mm ²)
b	= Lebar penampang (mm)
d	= Selimut beton (mm)
f_y	= Tegangan leleh baja (MPa)
f_c'	= Kuat tekan beton (MPa)

2.5.2 Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”* sebagai berikut

$$V_u \leq \phi \times V_n \quad \dots \text{ (Persamaan 2.52)}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots \text{ (Persamaan 2.53)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \quad \dots \text{ (Persamaan 2.54)}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots \text{ (Persamaan 2.55)}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{b_w \times d}{3} \quad \dots \text{ (Persamaan 2.56)}$$

Keterangan :

V_u = Beban geser ultimit (kN)

V_n = Beban geser nominal (kN)

V_c = Kuat geser beton (kN)

V_s = Kuat geser tulangan (kN)

2.5.3 Penulangan Torsi

Tahap penulangan untuk tulangan puntir seperti terdapat pada **BMS BDM hal 5 – 104** sebagai berikut :

1. Masukkan rencana momen puntir (T_n)
2. Hitung modulus penampang , J_t

$$J_t = 0,4 \cdot x^2 \cdot y \quad \dots(\text{Persamaan 2.57})$$

Dimana , x = Lebar penampang (mm)

y = Tinggi penampang (mm)

3. Hitung batas kehancuran badan

$$V_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times b_v \times d_o \quad \dots(\text{Persamaan 2.58})$$

$$T_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times J_t \quad \dots(\text{Persamaan 2.59})$$

4. Persyaratan tulangan puntir

$$\frac{T_n}{\phi \times T_{u \max}} + \frac{V_n}{\phi \times V_{u \max}} \leq 1 \quad \dots(\text{Persamaan 2.60})$$

$$C_t = \frac{b \times d}{\sum x^2 \cdot y} \quad \dots(\text{Persamaan 2.61})$$

$$T_{uc} = \left[\frac{\sqrt{\frac{f_c'}{15}} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u}}} \right]^2 \quad \dots (\text{Persamaan 2.62})$$

Kontrol :

$$T_n \geq 0,25 \times \phi \times T_{uc} \quad \dots (\text{Persamaan 2.63})$$

Kontrol :

$$\frac{T_n}{\phi \cdot T_{u \max}} + \frac{V_n}{\phi \cdot V_{u \max}} \leq 0,5 \quad \dots (\text{Persamaan 2.64})$$

Periksa $T_n \leq \phi \cdot T_{u \max}$

T_{uc} = Kekuatan puntir murni

$$T_{uc} = J_t \cdot (0,3 \cdot \sqrt{f_c'}) \quad \dots (\text{Persamaan 2.65})$$

5. Tentukan keperluan tulangan

$$T_n \geq 0,25 \cdot \phi \cdot T_{uc} \quad \dots (\text{Persamaan 2.66})$$

6. Hitung luas sangkar tulangan (A_t) dan keliling tulangan (U_t)

$$A_t = x_1 \cdot y_1 \quad \dots (\text{Persamaan 2.67})$$

$$U_t = 2 \cdot (x_1 + y_1) \quad \dots (\text{Persamaan 2.68})$$

7. Kontrol apakah : ($A_{sw/s}$) minimum $<$ ($A_{sw/s}$)

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,2 \cdot x \cdot \frac{y_1}{f_{sy}} \quad \dots (\text{Persamaan 2.69})$$

$$T_{us} = \frac{T_u}{K_{cr} - T_{uc}} \quad \dots (\text{Persamaan 2.70})$$

Mengingat

$$T_{us} = f_{sy} \cdot (A_{sw}/s) \cdot 2 \cdot A_t \cdot \cot \theta_t \quad \dots (\text{Persamaan 2.71})$$

Dan θ_t secara konservatif diambil 45° , dan $T_{us} \geq T_n / \phi$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{us}}{2 \cdot f_y \cdot A_t \cdot 1} \quad \dots (\text{Persamaan 2.72})$$

8. Periksa agar $s <$ Jarak antara maksimum S maks

$$S \text{ maks} < 0,12 U_t \text{ atau } 300$$

9. Hitung tulangan puntir memanjang

$$A_{sw \min} = (0,2 \cdot y_1 \cdot U_t) / f_{sy} \quad \dots (\text{Persamaan 2.73})$$

10. Hitung tulangan memanjang dalam daerah tarik

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t \quad \dots (\text{Persamaan 2.74})$$

11. Dalam daerah tekan

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t - f_c' \quad \dots (\text{Persamaan 2.65})$$

BAB III METODELOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil perencanaan jembatan. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan tugas akhir ini sebagaimana ditunjukkan pada diagram alir, adapun uraian dari metodologi dijelaskan sebagai berikut :

3.1 Studi Literatur

Dalam modifikasi perencanaan Jembatan Sumberwaru, literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. RSNI T – 12 – 2004 (Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan)
2. RSNI T – 02 – 2005 (Standart Pembebanan untuk Jembatan)
3. BMS (Bridge Management System) 1992
4. Metode, Spesifikasi dan Tata Cara ; bagian 12 tentang Jembatan (Dinas Pekerjaan Umum)
5. SNI – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

3.2 Pengumpulan Data

1. Data gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa jembatan sumberwaru mempunyai kondisi eksisting jembatan yang terdiri atas satu bentang dengan panjang total 46 meter. Jembatan sumberwaru ini dimodifikasi dengan menggunakan balok girder beton konvensional yang terbagi menjadi 2 bentang dengan panjang masing - masing 25 meter dan 21 meter. Pada bangunan bawah jembatan sumberwaru terdiri atas dua buah abutment yang berada pada masing – masing pangkal jembatan dan satu buah pilar yang berada di antara bentang jembatan.

2. Data penyelidikan tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan data tanah yang berupa hasil test SPT di beberapa titik sekitar lokasi jembatan

3. Data survey pendahuluan

Dari data survey pendahuluan didapatkan data – data tentang daerah gempa dari lokasi jembatan sumberwaru, kecepatan angin, dan keadaan eksisting disekitar lokasi jembatan

3.3 Metode Perencanaan Jembatan

Perencanaan struktur jembatan Sumberwaru seperti yang telah disebutkan diatas tersusun untuk gelagar sepanjang 21 meter dan 25 meter dengan menggunakan system balok beton konvensional dengan total jembatan 46 meter. Jembatan Sumberwaru direncanakan memiliki lebar lantai kendaraan 32,4 meter. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikan beban dengan faktor beban untuk keadaan ultimit. Hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan jembatan kecuali pada saat menghitung pondasi

3.4 Analisis Perencanaan Jembatan

3.4.1 Preliminary Desain

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

- a. Penentuan Tipe dan faktor kepentingan Jembatan
- b. Layout Rencana Modifikasi
- c. Penyesuaian Beban Angin dan Gempa Sesuai Letak Geografis Jembatan

3.4.2 Perencanaan Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas haruslah runtut agar perhitungan struktur pada bangunan atas Jembatan lebih mudah, berikut urutan perhitungan dan perencanaan bangunan atas jembatan :

a. Perencanaan dimensi struktur atas

Perencanaan dimensi struktur bangunan bawah jembatan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku yaitu RSNI T – 12 – 2004, berikut bagian – bagian struktur bangunan atas jembatan yang harus ditentukan dimensi awal perencanaannya :

- Perencanaan plat lantai kendaraan
- Perencanaan parapet
- Perencanaan balok girder
- Perencanaan diafragma

b. Pembebanan struktur bangunan atas

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan bawah dan pelengkap,nya, adapun diantaranya :

- Beban Akibat Lalu Lintas (BGT dan BTR)
- Beban Mati (Berat sendiri)
- Beban Rem
- Beban Angin pada bagian tepi Jembatan

c. Kontrol

Perencanaan struktur bangunan atas jembatan perlu di kontrol agar desain yang direncanakan kuat menahan beban – beban yang bekerja pada bangunan atas jembatan, kontrol meliputi : kontrol lendutan, kontrol crack (retak), kontrol geser pons.

d. Penulangan

Perhitungan penulangan struktur bangunan atas jembatan menggunakan faktor beban ultimit. Perhitungan tulangan meliputi : Tulangan lentur, tulangan geser, tulangan puntir (torsi)

3.4.3 Perencanaan Bangunan Bawah dan Pelengkap

a. Perencanaan dimensi struktur

Perencanaan dimensi struktur bangunan bawah jembatan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku yaitu BMS 1992, berikut bagian – bagian struktur bangunan bawah jembatan yang harus ditentukan dimensi awal perencanaannya :

- Kepala Jembatan (Abutment)
- Pilar Jembatan
- Wing wall
- Peat injak
- Pondasi

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan bawah dan pelengkap,nya, adapun diantaranya :

- Beban mati
- Beban akibat gaya rem
- Beban akibat tekanan tanah
- Beban gempa (pengaruh koefisien tanah akibat gempa)

c. Kontrol stabilitas

Pada perencanaan bangunan pelengkap jembatan perlu dilakukan kontrol terhadap kekuatan menahan beban dari dimensi yang sudah direncanakan. Kontrol dilakukan meliputi kontrol retak (geser) dan kontrol guling

d. Penulangan

Perhitungan tulangan untuk struktur bangunan bawah jembatan sama seperti perhitungan untuk struktur bangunan bawah dan pelengkap,nya, menggunakan faktor beban ultimit. Penulangan yang diperhitungkan meliputi : Tulangan lentur, tulangan geser (sengkang), tulangan torsi pada pilar jembatan

3.4.4 Penggambaran

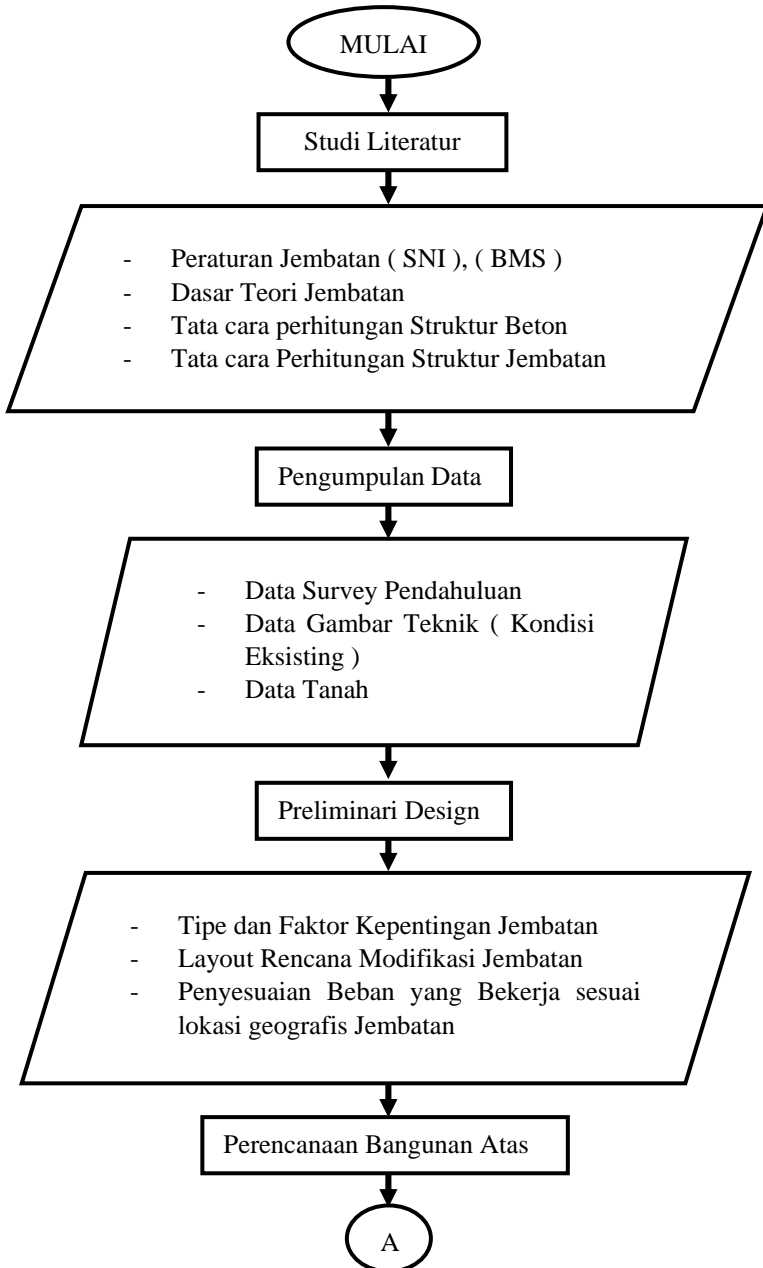
Pada modifikasi perencanaan Jembatan Sumberwaru ini juga dilengkapi dengan penggambaran sesuai dengan perhitungan dan perencanaan, meliputi :

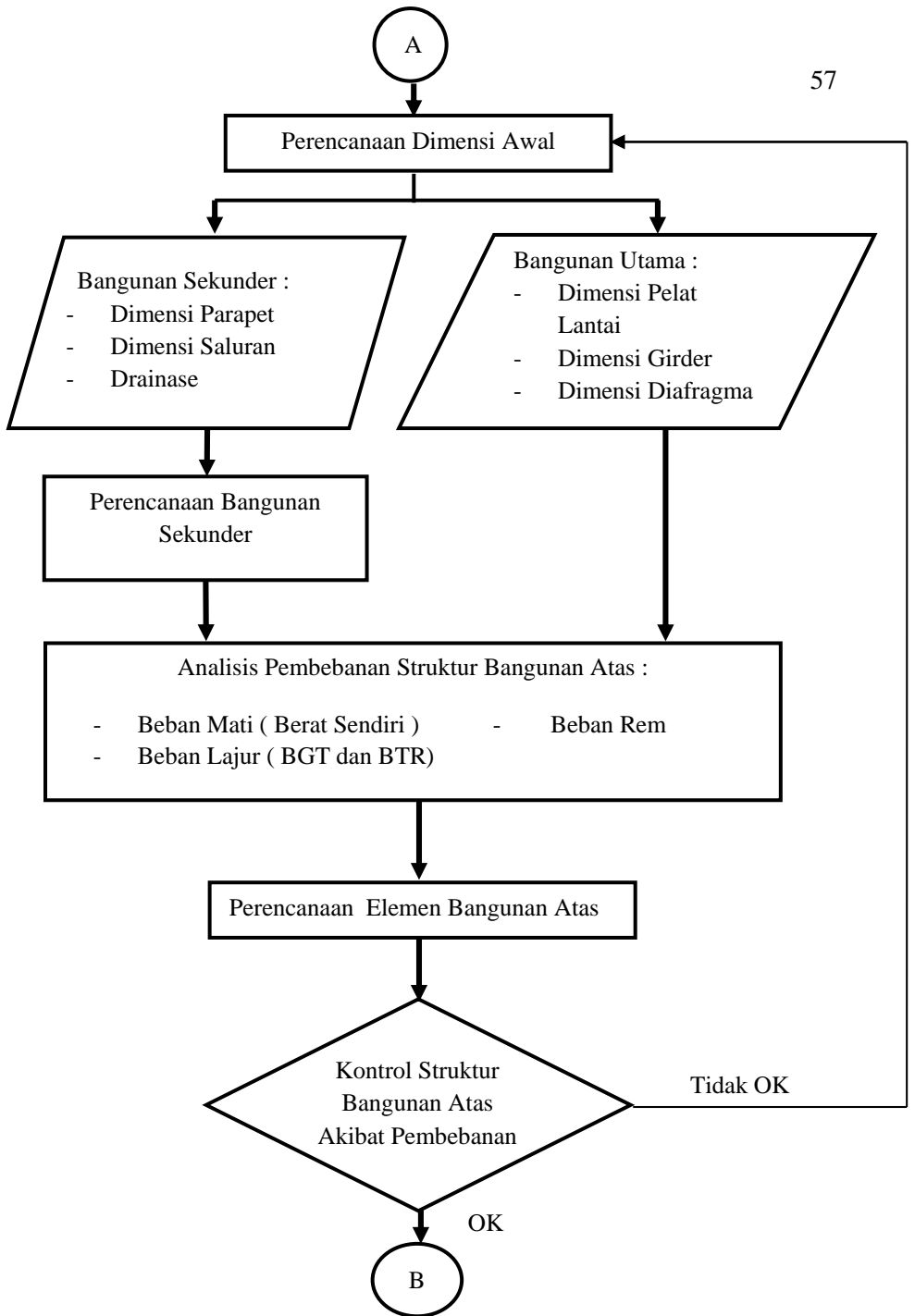
- Gambar denah dan layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan jembatan
- Gambar detail (meliputi penulangan)

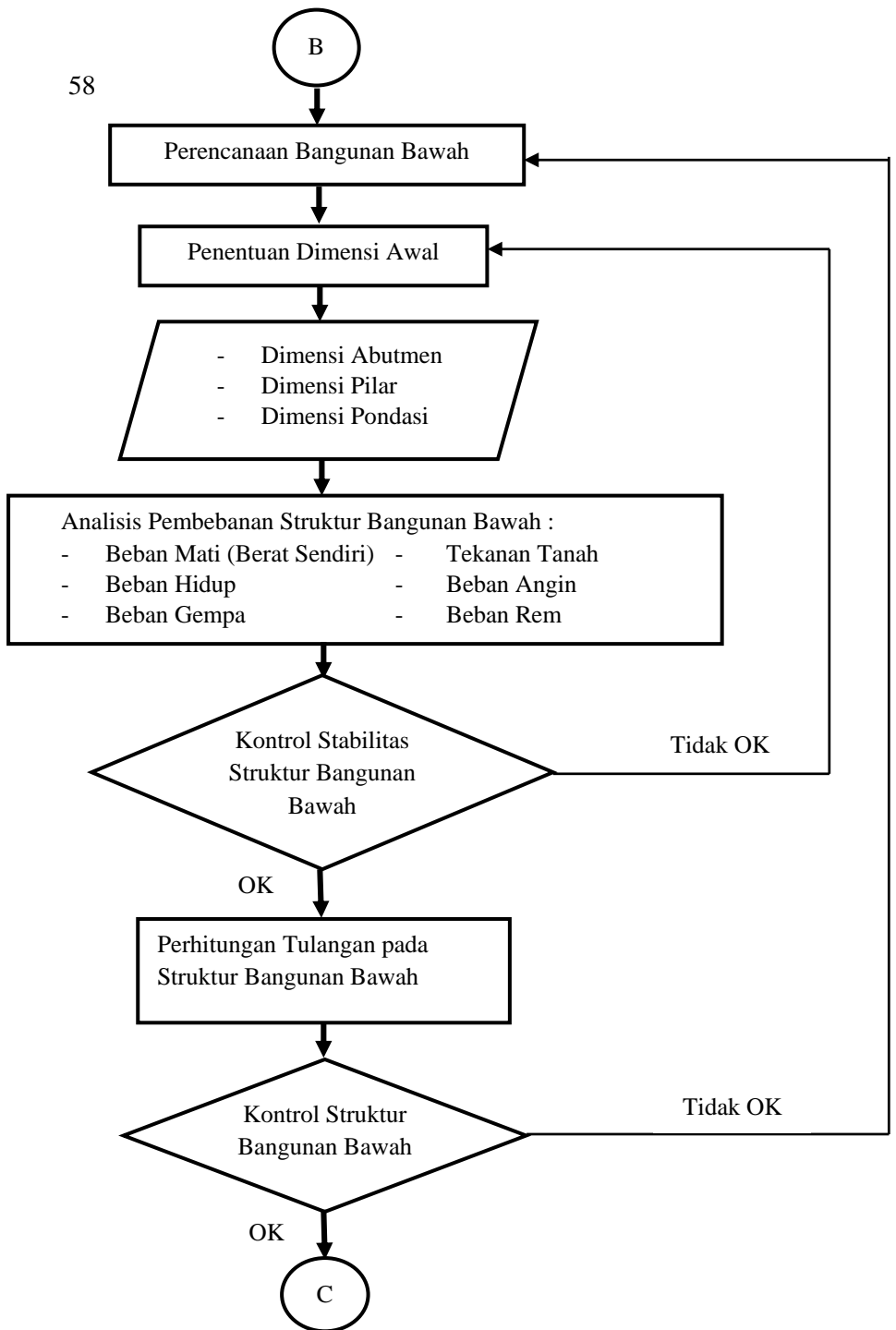
3.4.5 Penyusunan Laporan

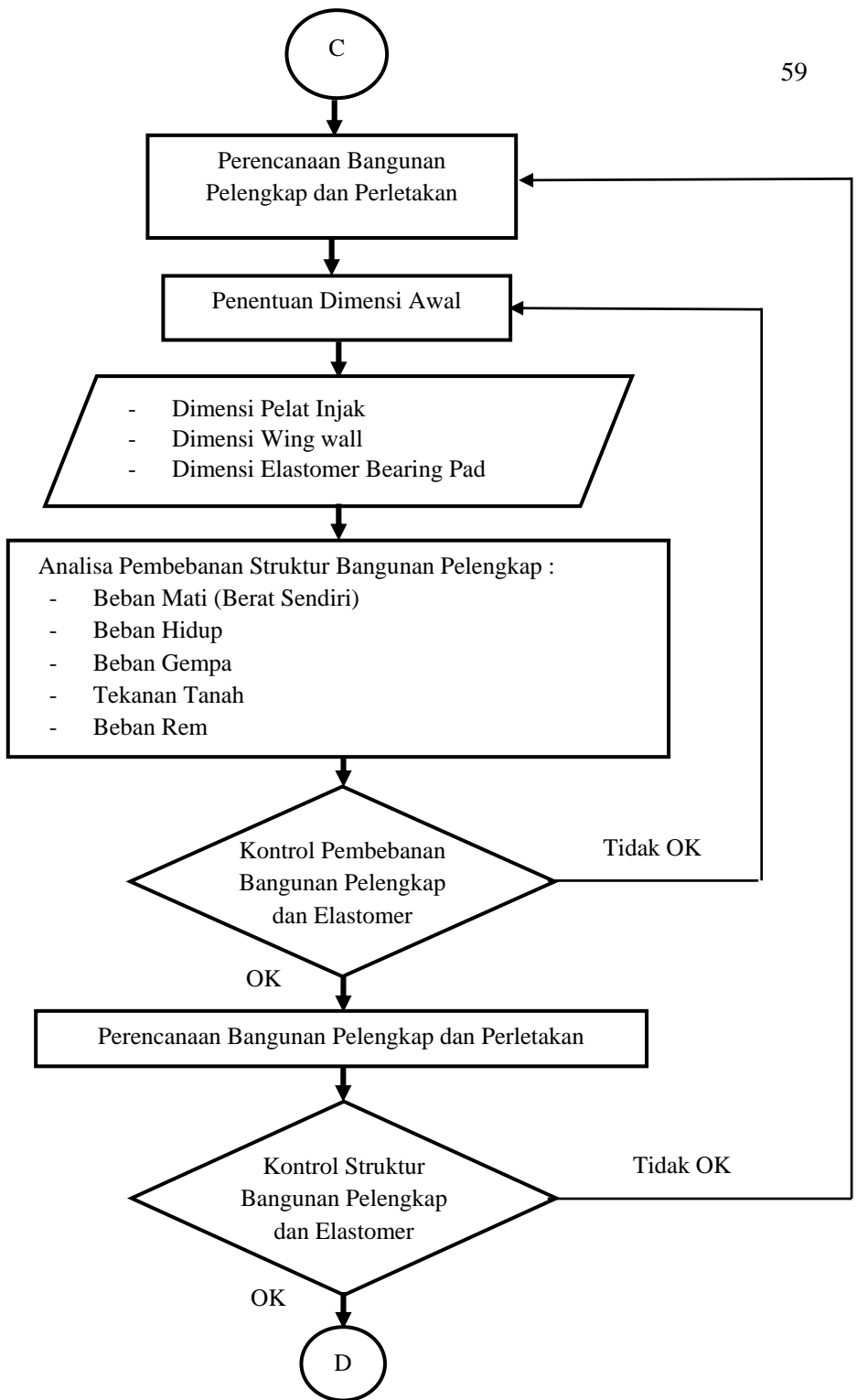
Dalam tugas akhir ini perhitungan dan perencanaan dari modifikasi perencanaan jembatan Sumberwaru akan disusun menjadi sebuah laporan dan karya ilmiah yang tersusun secara sistematis dan terperinci. Dan disusun menjadi buku tugas akhir yang berjudul “ Modifikasi Desain Struktur Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 pada ruas Tol Surabaya Mojokerto Seksi IV Kabupaten Mojokerto”

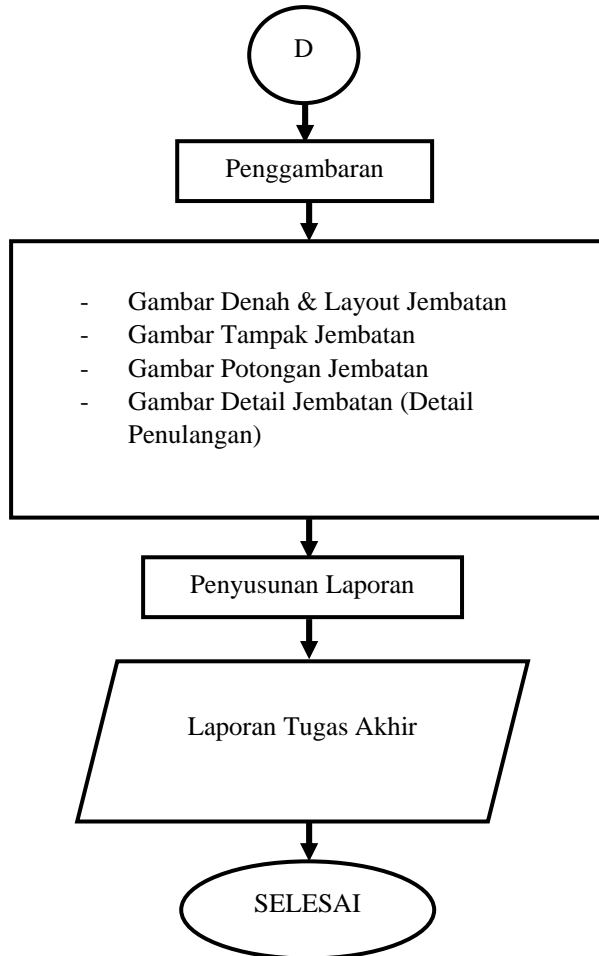
3.4 Flowchart (Bagan alir perencanaan)











Gambar 3. 1 Detail Diagram Alir Perencanaan Jembatan

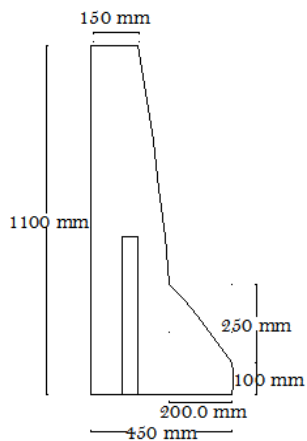
BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder

4.1.1 Perencanaan Parapet

4.1.1.1 Preliminary Desain Dimensi Parapet

Pada Tugas Akhir Terapan ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Sumberwaru merupakan bagian dari Jalan Tol Surabaya – Mojokerto Seksi IV sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.



Gambar 4. 1 Preliminary Desain Parapet

Dimensi parapet yang direncanakan seperti berikut :

$$h = 1,1 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,45 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,15 \text{ m}$$

4.1.1.2 Analisa Pembebanan Parapet

Pada perencanaan Parapet pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri parapet) dan beban hidup parapet

✚ Beban Mati

Volume parapet per meter

$$V_1 = 0,15 \times 1,1 \times 1$$

$$= 0,165 \text{ m}^3$$

$$V_2 = (0,1 \times 0,75) / 2 \times 1$$

$$= 0,0375 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 0,35 \times 0,1 \times 1$$

$$= 0,035 \text{ m}^3$$

$$V_4 = (0,35 + 0,1) / 2 \times 0,2 \times 1$$

$$= 0,045 \text{ m}^3$$

$$\text{Total luas parapet} = 0,165 + 0,0375 + 0,035 + 0,045$$

$$= 0,283 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban mati parapet} = \text{Volume} \times \text{Berat jenis} \times \text{KuMS}$$

$$= 0,283 \times 25 \times 1,3$$

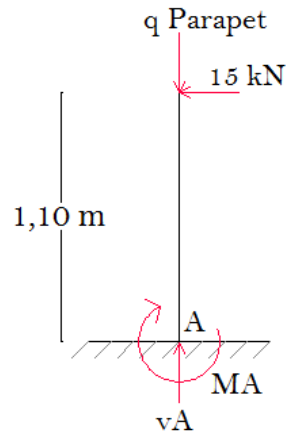
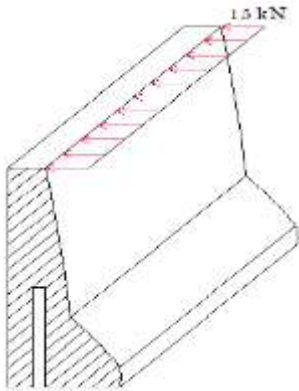
$$= 9,1975 \text{ kN/m}$$



✚ Beban Hidup

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

4.1.1.3 Perhitungan Gaya Dalam



$$\begin{aligned} MA &= 15 \times H \\ &= 15 \times 1,1 \\ &= 16,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} Mu &= MA \times KuTP \\ &= 16,5 \times 1,8 \\ &= 29,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= Va \times KuTP \\ &= 15 \times 1,8 \\ &= 27 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.1.1.4 Perhitungan Penulangan Parapet

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Selimit beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	120	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan lentur,	D	=	13	mm
Diameter tulangan bagi,	\emptyset	=	12	mm

- Penulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{29.7}{0.8} = 37.125 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{37.125 \times 10^6}{1000 \times 14400} = 2.5781 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \end{aligned}$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.578}{400}} \right) \\ &= 0.0069 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek nilai } \rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0.0035 < 0.0069 < 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0.0069$$

Luas tulangan utama yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0069 \times 1000 \times 120 \\ &= 827.09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 13

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\ &= 132.665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{827.09} \\
 &= 160.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D 13 – 150 , ($As = 888,43 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan bagi**

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\% \times As \\
 &= 50\% \times 827.09 \\
 &= 413.55 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

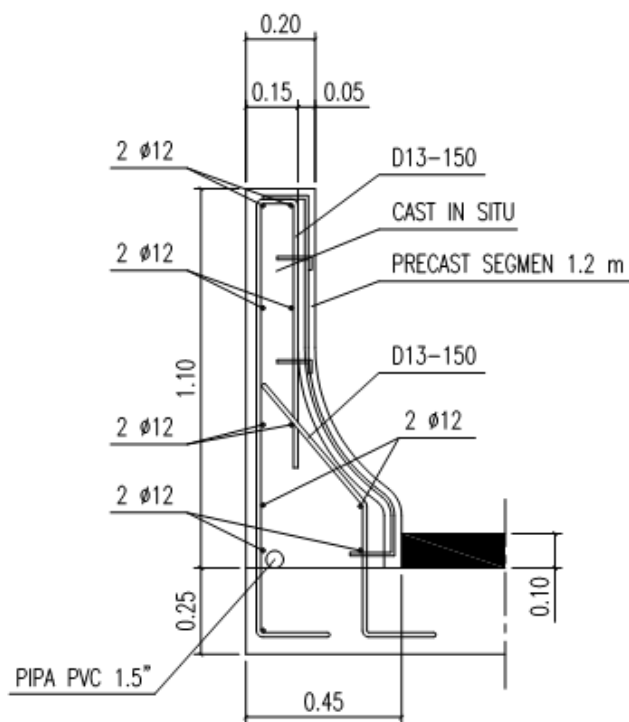
Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned}
 As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132.665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{413.55}{132.67} = 3.1172$$

Maka , dipasang tulangan bagi 10 D13 , ($As = 1326.65 \text{ mm}^2$)

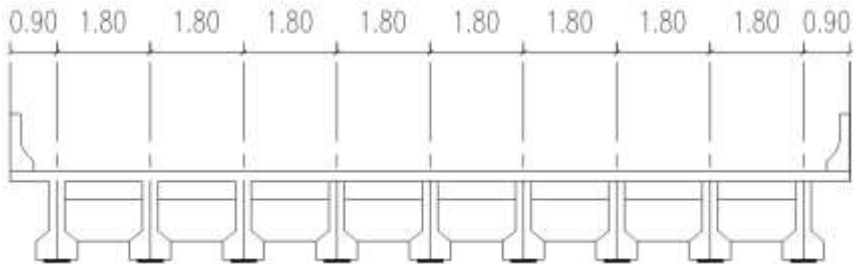


Gambar 4. 2 Sketsa Penulangan pada Parapet

4.2 Perencanaan Bangunan Utama

4.2.1 Perencanaan Plat Lantai Jembatan

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2* mengenai tebal minimum pelat. Dalam menentukan tebal plat yang dipakai maka harus dilakukan kontrol geser pons terhadap ketebalan plat akibat pembebanan roda truck (P_{TT}).



Gambar 4.3 Potongan melintang Plat Lantai Jembatan

4.2.1.1 Preliminary Desain Plat Lantai Jembatan

$$200 \leq t_s \leq 100 + 0,04 L$$

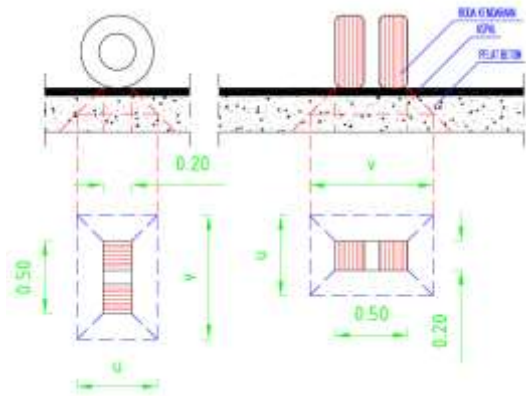
$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 L$$

$$t_s \geq 100 + (0,04 \times 1800) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 172 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan $t = 250 \text{ mm}$



Gambar 4. 4 Kontrol tebal plat dengan geser pons

Kontrol geser pons

t_s	=	250	mm	f_c'	=	25	MPa
t_a	=	100	mm	P_{TT}	=	112.5	kN
a	=	200	mm	K_u^{TT}	=	1.8	
b	=	500	mm	DLA	=	0.3	

Dimana ,

$$\begin{aligned}
 u &= a + (2 \times t_a) + t_s \\
 &= 200 + (2 \times 100) + 250 \\
 &= 650 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + (2 \times t_a) + t_s \\
 &= 500 + (2 \times 100) + 250 \\
 &= 950 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= (2 \times u) + (2 \times v) \\
 &= (2 \times 650) + (2 \times 950) \\
 &= 3200 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 &= 3200 \times 220 \\
 &= 704000 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times P_{\text{TT}} \times K_u^{\text{TT}} \\
 &= (1 + 0.3) \times 112.5 \times 1.8 \\
 &= 263.25 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal plat lantai terhadap geser tanpa tulangan :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3200 \times 220 \\
 &= 586666.67 \quad \text{N} \\
 &= 586.67 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \phi \times V_c \\
 &= 0.7 \times 586.67 \\
 &= 410.67 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

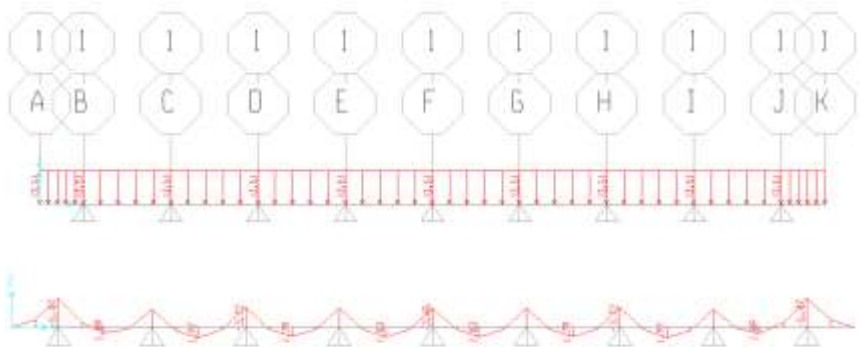
$$V_u > P_{\text{truck}} \quad \rightarrow \quad 410.67 \quad \text{kN} > 263.25 \quad \text{kN}$$

4.2.1.2 Analisa Pembebanan Plat Lantai Kendaraan

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

Tabel 4. 1 Rekapitulasi pembebanan Plat Lantai Kendaraan

Jenis Beban	tebal m	lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0.25	1	25	1.3	8.125
Beban aspal + overlay	0.1	1	22	2	4.4
Genangan air hujan	0.05	1	9.8	2	0.98
$q_{ult\ mati} =$					13.505



Gambar 4. 5 Momen yang terjadi pada SAP 2000 v.15

4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari perhitungan dengan menggunakan program bantu SAP 2000 v.14 diperoleh momen akibat beban mati seperti berikut :

$$M \text{ tumpuan} = 3,72 \text{ kN.m (Output SAP 2000)}$$

$$M \text{ lapangan} = 1,81 \text{ kN.m (Output SAP 2000)}$$

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

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

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= 5/32 \times P_{TT} \times S \\ &= 5/32 \times 263,25 \times 1,8 \\ &= 74,039 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= 9/64 \times P_{TT} \times S \\ &= 9/64 \times 263,25 \times 1,8 \\ &= 66,635 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan

– Tulangan Tumpuan

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimit beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	220	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$M_u = M_D + M_L$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,72 + 74,039 \\
 &= 77,759 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{77.759}{0.8} = 97.199 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{97.199 \times 10^6}{1000 \times 48400} = 2.0082 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0271 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 3.36}{400}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\frac{18.824}{400} = 0.0053$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.0053 < 0.0203$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0053 \times 1000 \times 220 \\ &= 1162.3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{1162.3} \\ &= 172.89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 , ($A_s = 1339,7 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Bagi**

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1162.3 \\ &= 581.16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\ &= 132.665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132.665 \times 1000}{581.16} \\ &= 228.27 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 200

– ***Tulangan lapangan***

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimit beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	220	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{MD} + \text{ML} \\ &= 1,81 + 66,635 \\ &= 68,245 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$M_n = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{68.245}{0.8} = 85.306 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{85.306 \times 10^6}{1000 \times 48400} = 1.7625 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

$$= 0.75 \times 0.0271$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

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

$$= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.76}{400}} \right)$$

$$= 0.0046$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0.0035 < 0.0046 < 0.0203$$

Maka diambil $\rho = 0.0046$

Luas tulangan yang diperlukan

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

$$= 0.0046 \times 1000 \times 220$$

$$= 1013.3 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 256$$

$$= 200.96 \text{ mm}^2$$

Jarak maksimum antara tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{1013.3} \\
 &= 198.32 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 , ($As = 1339,7 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Bagi**

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan, luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\% \times As \\
 &= 50\% \times 1013.3 \\
 &= 506.66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

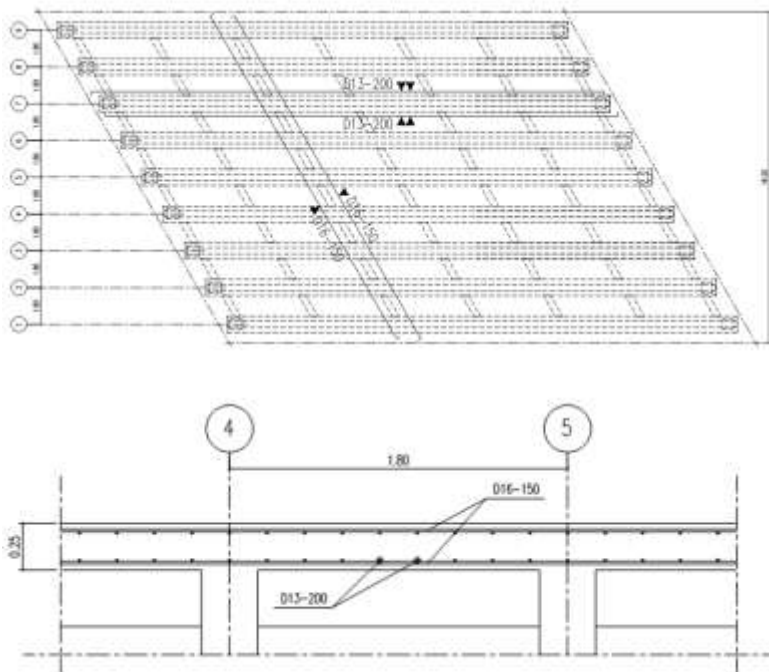
Direncanakan tulangan bagi D13

$$\begin{aligned}
 As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132.665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{506.66} \\
 &= 261.84 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

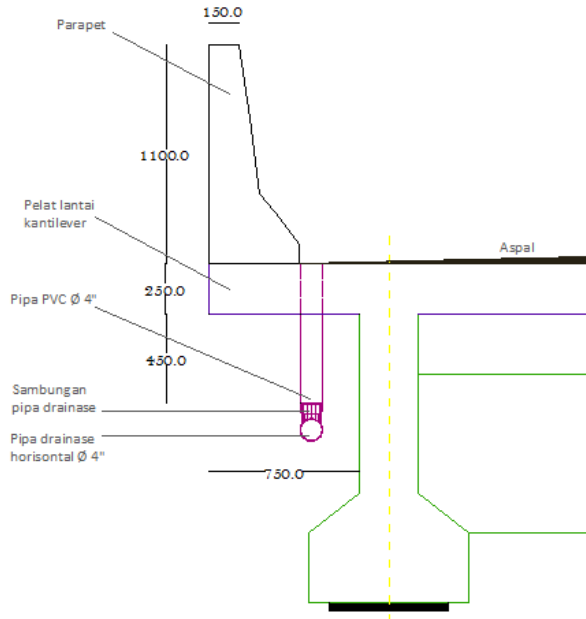
Maka, dipasang tulangan bagi, D13 – 200 , ($As = 663,32 \text{ mm}^2$)



Gambar 4. 6 Sketsa Penulangan Plat Lantai Jembatan

4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever

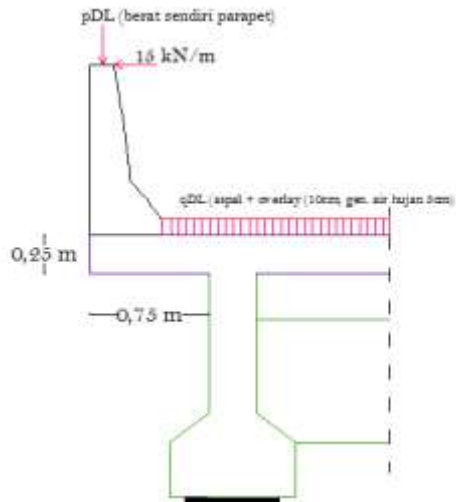
Perencanaan plat kantilever harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2* mengenai tebal minimum pelat lantai kendaraan.



Gambar 4. 7 Sketsa Plat lantai kantilever

4.2.2.1 Analisa Pembebanan Pada Plat Kantilever

Pada Plat Kantilever pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat aspal + overlay, berat genangan air hujan dan beban sendiri parapet)



Gambar 4. 8 Permodelan pembebanan plat lantai kantilever

- Dimensi pelat kantilever :

Tebal pelat kantilever	= 0,25 m
Panjang pelat kantilever	= 0,75 m
Tebal aspal + overlay	= 0,10 m

- Analisa pembebanan pelat kantilever
 - ✚ Beban mati merata
 - Berat sendiri pelat kantilever
 - $$q_s = L_{kanti} \times t_s \times W_c$$

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

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

 - Beban genangan air hujan
 - $$q_{air} = L_{kanti} \times t_h \times W_h$$

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

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

Beban aspal + overlay

$$\begin{aligned} q_{\text{aspal}} &= L_{\text{kanti}} \times t_a \times W_a \\ &= 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1,65 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total beban mati merata

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= q_s + q_{\text{air}} + q_{\text{aspal}} \\ &= (4,6875 + 0,375 + 1,65) \text{ kN/m} \\ &= 6,7125 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

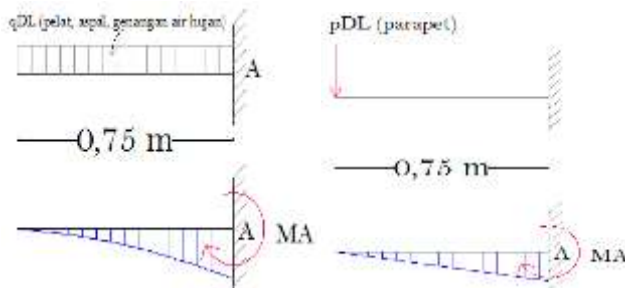
- Beban mati terpusat

Sesuai dengan perhitungan volume dan berat parapet pada bab 4.1.1, maka di dapat berat volume parapet = $0,283 \text{ m}^3$.

$$\begin{aligned} \text{Volume parapet per m} &= 0,283 \text{ m}^3 \\ \text{Berat parapet} &= 0,283 \text{ m}^3 \times W_c \\ &= 0,283 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 7,075 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.2.2 Perhitungan Gaya Dalam Plat Kantilever

- Analisa gaya dalam pelat kantilever



- Momen akibat beban mati merata :

$$\begin{aligned}
 MA &= q_{DL} \times L_{\text{kanti}} \times 0.5 L \\
 &= 6,7125 \text{ kN/m} \times 0,75 \text{ m} \times 0,375 \text{ m} \\
 &= 1,8879 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

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

– Momen akibat beban mati terpusat :

$$\begin{aligned}
 MA &= P_{DL} \times L_{\text{kanti}} \\
 &= 7,075 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m} \\
 &= 5,30625 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA_{\text{ultimit}} &= MA \times Ku \\
 &= 5,30625 \text{ kN.m} \times 1,3 \\
 &= 6,8981 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– Total momen ultimit pada pelat kantilever :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{total}} &= MA_{\text{ultimit}} (P_{DL}) + MA_{\text{ultimit}} (q_{DL}) \\
 &= 6,8981 \text{ kN.m} + 2,4543 \text{ kN.m} \\
 &= 9,3524 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever

– Tulangan Utama

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimut beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	220	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30$ MPa)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9.352}{0.8} = 11.69 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{11.69}{1000 \times 62500} \times 10^6 \\ &= 0.187 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.84}{400}} \right) \\ &= 0.0005\end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \begin{array}{ccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0.0035 & > & 0.0005 & < & 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0.0035$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 220 \\ &= 770 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200.96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan utama

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{770} \\
 &= 260.99 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak yang digunakan dalam pemasangan tulangan lentur pelat kantilever adalah 150 mm. Maka tulangan lentur pelat kantilever dipasang tulangan D16 – 150

– **Tulangan bagi**

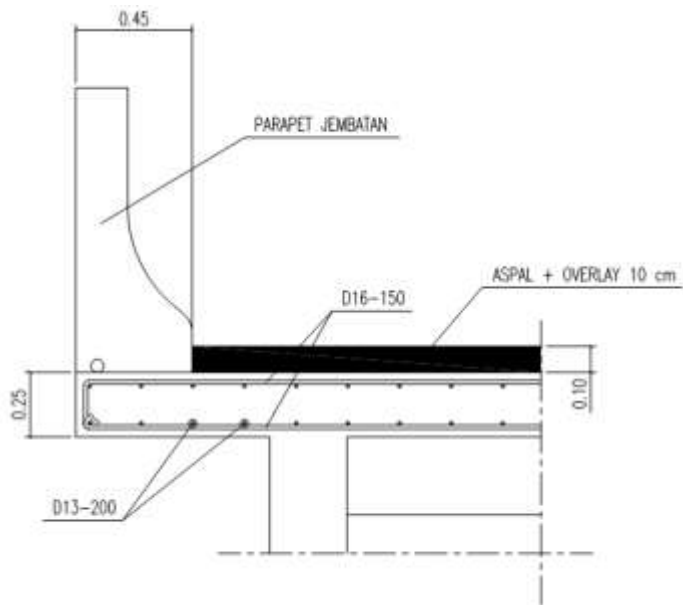
$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 770 \\
 &= 385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132.665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{385} \\
 &= 344.58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak yang digunakan dalam pemasangan tulangan bagi pelat kantilever adalah 200 mm, maka tulangan bagi pelat kantilever dipasang tulangan D13 – 200



Gambar 4.9 Sketsa Penulangan Plat Kantilever

4.2.3 Perencanaan Girder Tengah bentang 25 m

4.2.3.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 2500 \\ &\geq 1665 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1700 mm = 1,7 m

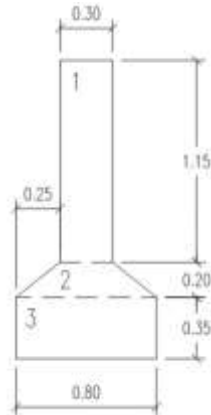
$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{1700}{3} = 566,7 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 800 mm = 0,8 m

4.2.3.2 Analisa Pembebanan Girder Tengah

BEBAN MATI

- Beban mati merata
 - a. Berat Sendiri Girder



Gambar 4. 10 Sketsa Girder bentang 25 m

$$\begin{aligned}
 A1 &= 0,3 \times 1,15 \\
 &= 0,345 \text{ m}^2 \\
 A2 &= (0,3 + 0,8) / 2 + 0,2 \\
 &= 0,11 \text{ m}^2 \\
 A3 &= 0,8 \times 0,35 \\
 &= 0,28 \text{ m}^2 \\
 q_s &= (A1 + A2 + A3) \times W_c \\
 &= (0,345 \text{ m} + 0,11 \text{ m} + 0,28 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 18,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai Kendaraan

$$\begin{aligned}
 q_{\text{plat}} &= t_s \times b \times W_c \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9,375 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 q_{\text{asp}} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned}
 q_{\text{air}} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 0,735 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{e. Total Beban} &= 18,38 + 9,375 + 3,3 + 0,735 \\
 &= 31,79 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

– Beban mati terpusat

a. Beban Diafragma

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diaf}} &= h \times b \times l \times W_c \\
 &= 0,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

BEBAN HIDUP

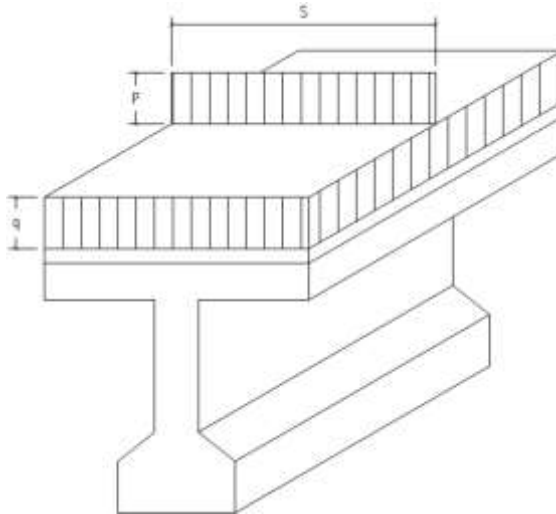
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

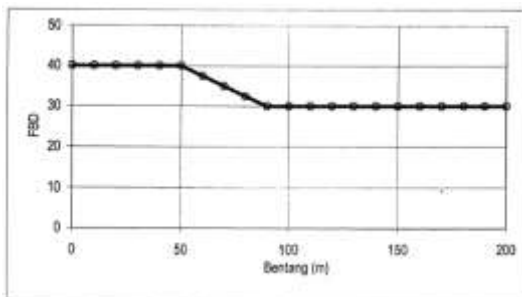
Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 4. 11 Beban lajur Girder tengah 25 m

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil sebagai berikut :



Gambar 4.12 Faktor beban dinamis untuk BGT

Beban terbagi rata , $q = 9 \text{ kPa}$

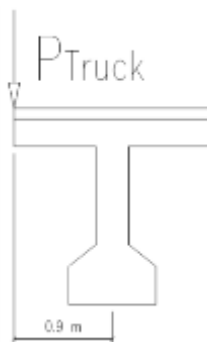
$$\begin{aligned} q \text{ BTR} &= q \times S \\ &= 9 \times 1,8 \\ &= 16,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban garis terpusat , $P = 49 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis , $DLA = 0,4$

$$\begin{aligned} P \text{ BGT} &= (1 + DLA) \times P \times S \\ &= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,8 \\ &= 123,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

BEBAN TRUCK



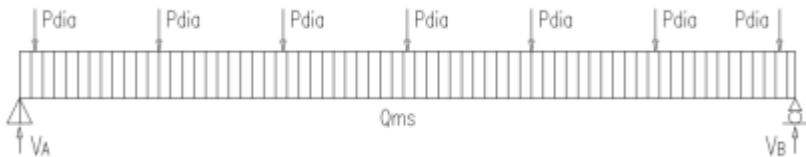
Gambar 4.13 Beban truck

$$\begin{aligned}
 DLA &= 0,3 \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Pasal } 6.6) \\
 KuTT &= 1,8 \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Tabel } 12) \\
 Tu &= 112,5 \text{ kN} \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Pasal } 6.4.1) \\
 P \text{ truck} &= (1 + DLA) \times Tu \times KuTT \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada girder

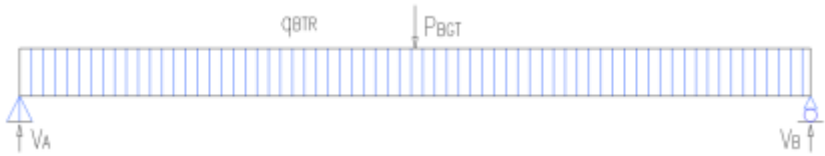
Akibat beban mati :



Gambar 4. 14 Permodelan beban mati girder tengah 25 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 31,79 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 397,3125 \text{ kN} \\
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 7 \times 9 \text{ kN} \\
 &= 31,5 \text{ kN} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 397,3125 \text{ kN} + 31,5 \text{ kN} \\
 &= 428,8125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :



Gambar 4. 15 Permodelan beban hidup girder tengah 25 m

$$\begin{aligned} \text{Beban Terbagi Rata , } V_A &= 0,5 \times q_{LL} \times L \\ &= 0,5 \times 16,2 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\ &= 202,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Garis Terpusat , } V_A &= 0,5 \times p_{LL} \\ &= 0,5 \times 123,48 \text{ kN} \\ &= 61,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi beban hidup} &= 202,5 \text{ kN} + 61,74 \text{ kN} \\ &= 264,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 6,25 \text{ m}) - (P_d \times 5,75 \text{ m}) - (P_d \times 1,75 \text{ m}) - \\ &\quad (q_{DL} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\ &= (428,8 \text{ kN} \times 6,25 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 5,75 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times \\ &\quad 1,75 \text{ m}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\ &= 1991,777 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (2 \times P_d) - (q_{DL} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 428,8 \text{ kN} - (2 \times 9 \text{ kN}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 212,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 12,5 \text{ m}) - (P_d \times 12 \text{ m}) - (P_d \times 8 \text{ m}) - (P_d \times \\ &\quad 4 \text{ m}) - (q_{DL} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= (428,8 \text{ kN} \times 12,5 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 12 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 8 \\ &\quad \text{m}) - (9 \text{ kN} \times 4 \text{ m}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 2660,953 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_{DL} = V_A - (3 \times P_d) - (q_{DL} \times 12,5 \text{ m})$$

$$\begin{aligned}
 &= 428,8 \text{ kN} - (3 \times 9 \text{ kN}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \times 6,25 \text{ m}) - (q_{LL} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\
 &= (264,24 \text{ kN} \times 6,25 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125) \\
 &= 1335,094 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 6,25 \text{ m}) \\
 &= 264,24 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\
 &= 163 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \times 12,5 \text{ m}) - (q_{LL} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\
 &= (264,24 \text{ kN} \times 12,5 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\
 &= 2037,375 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 264,24 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 61,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\
 &= 1,3 \times 1991,777 \text{ kN.m} + 2 \times 1335,094 \text{ kN.m} \\
 &= 5259,498 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\
 &= 1,3 \times 212,156 \text{ kN} + 2 \times 162,99 \text{ kN} \\
 &= 601,783 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\
 &= 1,3 \times 2660,953 \text{ kN.m} + 2 \times 2037,375 \text{ kN.m} \\
 &= 7533,989 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\
 &= 1,3 \times 4,5 \text{ kN} + 2 \times 61,74 \text{ kN} \\
 &= 129,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban truck

$$\begin{aligned}
 Tu &= P \text{ truck} \\
 &= 263,25 \text{ kN} \\
 Mt &= Tu \times (0,5 \times S) \\
 &= 263,25 \text{ kN} \times (0,5 \times 1,8 \text{ m}) \\
 &= 230,344 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah**❖ Penulangan Girder pada 1/4 bentang****- Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned}
 Mu &= 5259.498 \text{ kN.m} & b &= 800 \text{ mm} \\
 fc' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 fy &= 400 \text{ MPa} & d &= 1650 \text{ mm} \\
 h &= 1700 \text{ mm} & \phi &= 0.8
 \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5259.498}{0.8} = 6574.3725 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{6574.3725 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\
 &= 2.8436 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$pb = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

$$= 0.75 \times 0.0271$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

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

$$= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.84}{400}} \right)$$

$$= 0.0077$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$
 $0.0035 < 0.0077 < 0.0203$

Maka diambil $\rho = 0.0077$

Luas tulangan yang diperlukan

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

$$= 0.0077 \times 800 \times 1650$$

$$= 10113 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{10113.063}{803.84} = 12.581$$

Maka dipakai tulangan lentur 14 D32

✓ Kontrol penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 10113.063 \text{ mm}^2 &< 11253.76 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{B - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{11253.76 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \end{aligned}$$

$$= 264.79 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 264.79 \times 800 \times \left(1650 - \frac{264.79}{2} \right) \\ &= 6831495181 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl} M_n \text{ perlu} & < & M_n \text{ pasang} & & \\ 6574372500 \text{ N.mm} & < & 6831495181 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

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

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\ &= 4620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{llll}
 V_u & = & 601783.13 & \text{N} & b & = & 300 & \text{mm} \\
 f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\
 F_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1650 & \text{mm} \\
 H & = & 1700 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 &
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c & = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 & = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 & = 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s & = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\
 & = \frac{601783.13}{0.75} - 412500 \\
 & = 389877.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} & = \frac{b_w \times d}{3} \\
 & = \frac{300 \times 1650}{3} \\
 & = 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

$$\begin{array}{llll}
 1. & V_u & < & 0.5 \times \phi \times V_c \\
 & 601783.13 & > & 154687.5 & \text{Not Ok}
 \end{array}$$

2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 < 601783.13 > 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 < 601783.13 > 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 < 601783.13 < 928125$ **Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 601783.13 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 226.08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{389877.5} \\
 &= 229.63 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\ h &= 1700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \times b \\ &= 1700 \times 300 \\ &= 510000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\ &= 2 \times (1700 + 300) \\ &= 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\ 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\
 &= 1451.7 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times P_h \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \text{Cot}^2\theta \\
 &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\
 &= 3135.8 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

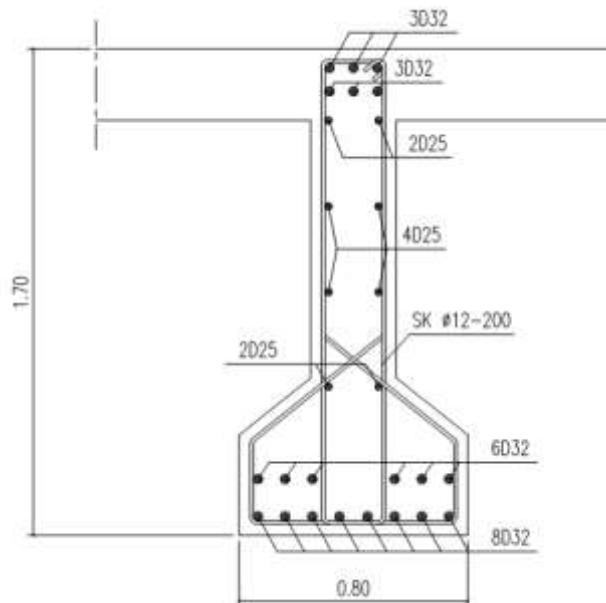
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$N = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 16 Sketsa penulangan girder tengah 25 m pada 1/4 bentang

❖ Penulangan Girder pada 1/2 bentang

- Tulangan Lentur

$$\begin{array}{ll}
 \text{Mu} = 7533.989 & \text{kN.m} & \text{b} = 800 & \text{mm} \\
 \text{fc}' = 25 & \text{MPa} & \text{d}' = 50 & \text{mm} \\
 \text{fy} = 400 & \text{MPa} & \text{d} = 1650 & \text{mm} \\
 \text{h} = 1700 & \text{mm} & \phi = 0.8 &
 \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{7533.989}{0.8} = 9417.486 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} \\
 &= \frac{9417.486 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\
 &= 4.073 \quad \text{N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0271
 \end{aligned}$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 4.073}{400}} \right) \\ &= 0.0144 \end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.0144 < 0.0203$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0.0144$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0114 \times 800 \times 1650 \\ &= 15059 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$N = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{15058.793}{803.84} = 18.734$$

Maka dipasang tulangan lentur 22 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 15058.793 \text{ mm}^2 &< 17684.48 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \times F_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{17684.48 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\ &= 416.11 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 416.11 \times 800 \times \left(1650 - \frac{416.11}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 10200035234 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & & \\ 9417486328 \text{ N.mm} & < & 10200035234 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

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

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\ &= 4620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

- **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{rcl} V_u & = & 129330 \text{ N} \\ f_c' & = & 25 \text{ MPa} \\ f_y & = & 240 \text{ MPa} \\ h & = & 1700 \text{ mm} \end{array} \qquad \begin{array}{rcl} b & = & 300 \text{ mm} \\ d' & = & 50 \text{ mm} \\ d & = & 1650 \text{ mm} \\ \phi_v & = & 0.75 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 &= 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 1650}{3} \\
 &= 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $129330 < 154687.5$ **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 > 129330 < 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 > 129330 < 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 > 129330 < 928125$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 129330 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\varnothing 12$ mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{165000} \\ &= 542.59 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\varnothing 12 - 500$ mm

- **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\ h &= 1700 \text{ mm} \\ &- & & \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

-
Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} Avt &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{S} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2\theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

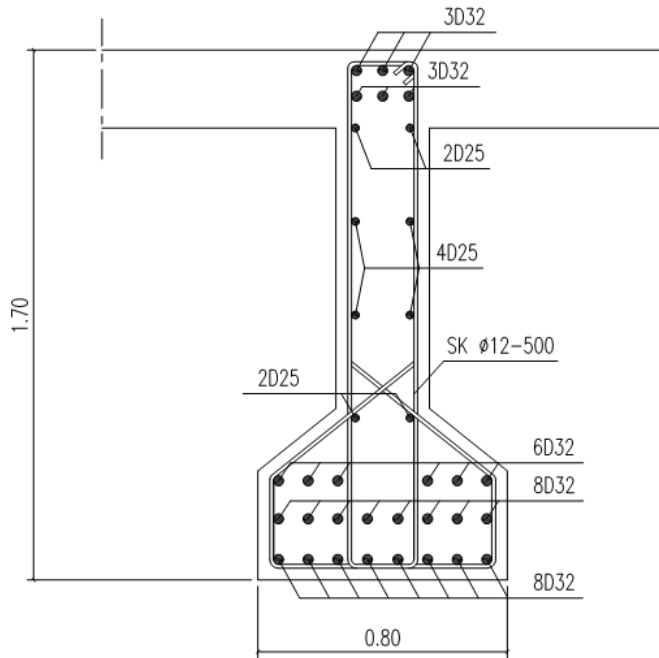
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 17 Sketsa penulangan girder tengah 25 m pada 1/2 bentang

4.2.3.5 Kontrol lendutan pada girder tengah

Bentang yang ditinjau $L = 25 \text{ m} = 2500 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 800 \times 5E+09 \\ &= 3.275E+11 \end{aligned}$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2500}{800} = 3.125 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{BTR} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{BGT} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 16.2 \times 3.91E+17}{384 \times 23500 \times 3.27E+11} + \frac{1 \times 123480 \times 1.56E+13}{48 \times 23500 \times 3.27E+11} \\ &= 10.705 + 5.2222 \\ &= 15.927 \text{ mm} \\ &= 1.5927 \text{ cm} \end{aligned}$$

– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{BGT+BTR} &< \Delta_{ijin} \\ 1.593 \text{ cm} &< 3.125 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.4 Perencanaan Girder Tepi bentang 25 m

4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk girder tepi disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 2500 \\ &\geq 1665 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1700 mm = 1,7 m

$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{1700}{3} = 566,7 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 800 mm = 0,8 m

4.2.4.2 Analisa Pembebanan Girder Tepi

BEBAN MATI

- Beban mati merata
 - a. Berat Sendiri Girder
 - A1 = 0,3 x 1,15
= 0,345 m²
 - A2 = (0,3 + 0,8) / 2 + 0,2
= 0,11 m²
 - A3 = 0,8 x 0,35
= 0,28 m²
 - qs = (A1 + A2 + A3) x Wc
= (0,345 m + 0,11 m + 0,28 m) x 25 kN/m³
= 18,38 kN/m

- b. Beban Plat Lantai Kendaraan
 $q_{\text{plat}} = t \times b \times W_c$
 $= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 9,375 \text{ kN/m}$
- c. Beban Aspal + Overlay
 $q_{\text{asp}} = t \times b \times W_c$
 $= 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$
 $= 3,3 \text{ kN/m}$
- d. Beban Genangan Air Hujan
 $q_{\text{air}} = t \times b \times W_c$
 $= 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$
 $= 0,735 \text{ kN/m}$
- e. Berat parapet
 $q_{\text{par}} = A_p \times W_c$
 $= 0,283 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 7,075 \text{ kN/m}$
- f. Total Beban $= 18,38 + 9,375 + 3,3 + 0,735 + 7,075$
 $= 38,86 \text{ kN/m}$
- Beban mati terpusat
- a. Beban Diafragma
 $P_{\text{diaf}} = h \times b \times l \times W_c$
 $= 0,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 4,5 \text{ kN}$

BEBAN HIDUP

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban terbagi rata , } q = 9 \text{ kPa}$$

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

$$= 9 \times 1,8$$

$$= 16,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis , DLA} = 0,4$$

$$P_{\text{BGT}} = (1 + \text{DLA}) \times P \times S$$

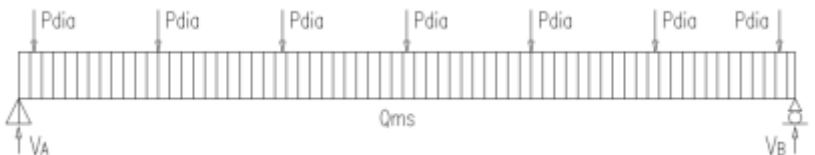
$$= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,8$$

$$= 123,48 \text{ kN}$$

4.2.4.3 Perhitungan Gaya Dalam

– Reaksi perletakan pada girder

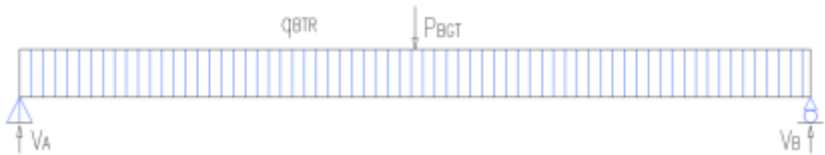
Akibat beban mati :



Gambar 4. 18 Permodelan beban mati girder tepi 25 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 38,86 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 485,75 \text{ kN} \\
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 7 \times 4,5 \text{ kN} \\
 &= 15,75 \text{ kN} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 485,75 \text{ kN} + 15,75 \text{ kN} \\
 &= 501,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :



Gambar 4. 19 Permodelan beban hidup girder tepi 25 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Terbagi Rata, } V_A &= 0,5 \times q_{LL} \times L \\
 &= 0,5 \times 16,2 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 202,5 \text{ kN} \\
 \text{Beban Garis Terpusat, } V_A &= 0,5 \times p_{LL} \\
 &= 0,5 \times 123,48 \text{ kN} \\
 &= 61,74 \text{ kN} \\
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 202,5 \text{ kN} + 61,74 \text{ kN} \\
 &= 264,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

– Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \times 6,25 \text{ m}) - (P_d \times 5,75 \text{ m}) - (P_d \times 1,75 \text{ m}) - \\
 &\quad (q_{DL} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\
 &= (501,5 \text{ kN} \times 6,25 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 5,75 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \times 1,75 \text{ m}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\ & = 2341,641 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= VA - (2 \times Pd) - (qDL \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 501,5 \text{ kN} - (2 \times 4,5 \text{ kN}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 249,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada ½ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (VA \times 12,5 \text{ m}) - (Pd \times 12 \text{ m}) - (Pd \times 8 \text{ m}) - (Pd \times 4 \text{ m}) - (qDL \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= (501,5 \text{ kN} \times 12,5 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 12 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 8 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 4 \text{ m}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 3151,813 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= VA - (3 \times Pd) - (qDL \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 501,5 \text{ kN} - (3 \times 4,5 \text{ kN}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 2,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada ¼ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (VA \times 6,25 \text{ m}) - (qLL \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\ &= (264,24 \text{ kN} \times 6,25 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m} \times 3,125 \text{ m}) \\ &= 1335,094 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{LL} &= VA - (qLL \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 264,24 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 163 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada ½ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (VA \times 12,5 \text{ m}) - (qLL \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= (264,24 \text{ kN} \times 12,5 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 2037,375 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{LL} &= VA - (qLL \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 264,24 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 61,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

– Kombinasi Pembebanan

Momen dan gaya geser pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 2341,641 \text{ kN.m} + 2 \times 1335,094 \text{ kN.m} \\ &= 5714,32 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 249,625 \text{ kN} + 2 \times 162,99 \text{ kN} \\ &= 650,4925 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan gaya geser pada $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 3151,813 \text{ kN.m} + 2 \times 2037,375 \text{ kN.m} \\ &= 8172,106 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 2,25 \text{ kN} + 2 \times 61,74 \text{ kN} \\ &= 126,405 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.4.4 Perhitungan Penulangan Girder Tepi

❖ Penulangan Girder tepi pada $\frac{1}{4}$ bentang

– Tulangan Lentur

M_u	$=$	5714.32	kN.m	b	$=$	800	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	1650	mm
h	$=$	1700	mm	ϕ	$=$	0.8	

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5714.32}{0.8} = 7142.90 \text{ kN.m}$$

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

$$= \frac{7142.90 \times 10^6}{800 \times 2890000}$$

$$= 3.089 \text{ N/mm}^2$$

$$P_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

$$= 0.75 \times 0.0271$$

$$= 0.0203$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

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

$$= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 3.089}{400}} \right)$$

$$= 0.0084$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$
 $0.0035 < 0.0084 < 0.0203$

Maka diambil $\rho = 0.0084$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0084 \times 800 \times 1650 \\ &= 11069 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{11068.904}{803.84} = 13.77$$

Maka dipasang tulangan lentur 16 D 32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 11068.904 \text{ mm}^2 &< 12861.44 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$S = \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1}$$

$$= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1}$$

$$= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$A = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{0.85 \times fc' \times b}$$

$$= \frac{12861.44 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800}$$

$$= 302.62 \text{ mm}$$

$$Mn = 0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0.85 \times 25 \times 302.62 \times 800 \times \left(1650 - \frac{302.62}{2} \right)$$

$$= 7710119158 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{rcl} Mn \text{ perlu} < Mn \text{ pasang} \\ 7142900391 \text{ N.mm} < 7710119158 \text{ N.mm} & \text{OK} \end{array}$$

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

$$As' = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.0035 \times 800 \times 1650$$

$$= 4620 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{llll} V_u &= & 650492.5 & \text{N} & b &= & 300 & \text{mm} \\ f_c' &= & 25 & \text{MPa} & d' &= & 50 & \text{mm} \\ f_y &= & 240 & \text{MPa} & d &= & 1650 & \text{mm} \\ h &= & 1700 & \text{mm} & \phi_v &= & 0.75 & \end{array}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\ &= 412500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\ &= \frac{300 \times 1650}{3} \end{aligned}$$

$$= 165000 \quad \text{N}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $650492.5 > 154687.5$ **Not Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 < 650492.5 > 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 < 650492.5 > 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 < 650492.5 < 928125$ **Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 650492.5 < 1546875$ **Not Ok**

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

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\
 &= \frac{650492.5}{0.75} - 412500 \\
 &= 454823.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{454823.3333} \\
 &= 196.84 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\
 h &= 1700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} Avt &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} At &= \frac{Avt}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2\theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

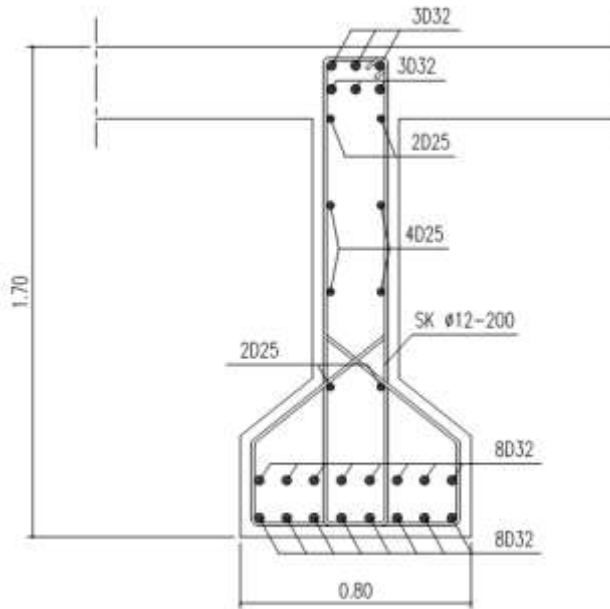
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 20 Sketsa penulangan girder tepi 25 m pada 1/4 bentang

❖ **Penulangan Girder tepi pada 1/2 bentang**

– **Tulangan Lentur**

$$\begin{array}{llll} \text{Mu} & = & 8172.11 & \text{kN.m} & \quad & \text{b} & = & 800 & \text{mm} \\ \text{fc}' & = & 25 & \text{MPa} & \quad & \text{d}' & = & 50 & \text{mm} \\ \text{fy} & = & 400 & \text{MPa} & \quad & \text{d} & = & 1650 & \text{mm} \\ \text{h} & = & 1700 & \text{mm} & \quad & \phi & = & 0.8 & \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{8172.11}{0.8} = 10215.13 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} \\ &= \frac{10215.13 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\ &= 4.418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pb} &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0.75 \times \rho_{\text{b}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.75 \times 0.0271 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 4.418}{400}} \right) \\
 &= 0.0125
 \end{aligned}$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$
 $0.0035 < 0.0125 < 0.0203$

Maka diambil $\rho = 0.0125$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0125 \times 800 \times 1650 \\
 &= 16528 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{16528.253}{803.84} = 20.562$$

Maka dipasang tulangan lentur 24 D32

✓ Kontrol penampang

$$\begin{array}{rcl} \text{As perlu} & < & \text{As pasang} \\ 16528.253 \text{ mm}^2 & < & 19292.16 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{As pasang} \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{19292.16 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\ &= 453.93 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 453.93 \times 800 \times \left(1650 - \frac{453.93}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 10981355306 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{rcll} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & \\ 10215132813 \text{ N.mm} & < & 10981355306 \text{ N.mm} & \text{OK} \end{array}$$

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

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\ &= 4620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– *Tulangan Geser*

$$\begin{array}{llll}
 V_u & = & 126405 & \text{N} & b & = & 300 & \text{mm} \\
 f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\
 f_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1650 & \text{mm} \\
 h & = & 1700 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 &
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c & = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 & = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 & = 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} & = \frac{b_w \times d}{3} \\
 & = \frac{300 \times 1650}{3} \\
 & = 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $126405 < 154687.5$ **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 > 126405 < 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 > 126405 < 433125$ **Not Ok**

4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 > 126405 < 928125$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 126405 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser , tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{165000} \\ &= 542.59 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 500$ mm

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\
 h &= 1700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50)
 \end{aligned}$$

$$= 320000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\ &= 0.85 \times 320000 \\ &= 272000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

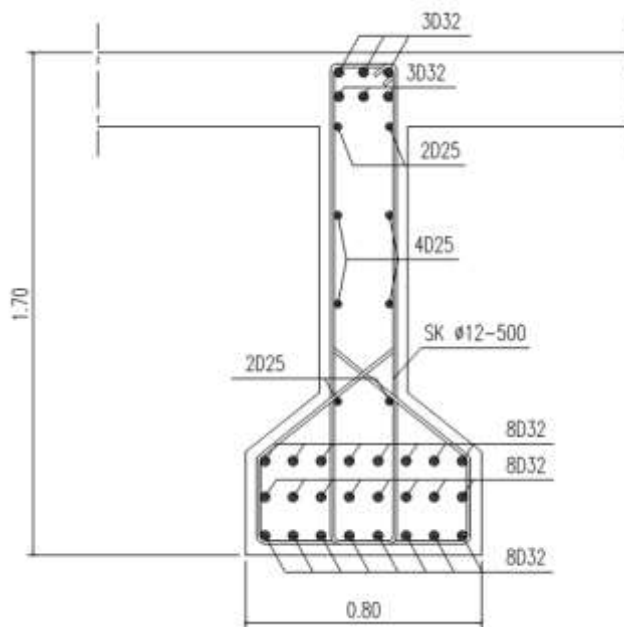
$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\
 &= 490.625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$N = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 21 Sketsa penulangan girder tepi 25 m pada 1/2 bentang

4.2.4.5 Kontrol lendutan pada girder tepi

Bentang yang ditinjau $L = 25 \text{ m} = 2500 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 800 \times 5E+09 \\ &= 3.275E+11 \end{aligned}$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2500}{800} = 3.125 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{5 \times q_{BTR} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{BGT} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 16.2 \times 3.91E+17}{384 \times 23500 \times 3.27E+11} + \frac{1 \times 123480 \times 1.56E+13}{48 \times 23500 \times 3.27E+11} \\ &= 10.705 + 5.2222 \\ &= 15.927 \text{ mm} \\ &= 1.5927 \text{ cm} \end{aligned}$$

– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{BGT+BTR} &< \Delta_{ijin} \\ 1.593 \text{ cm} &< 3.125 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.5 Perencanaan Girder Tengah bentang 21 m

4.2.5.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 2100 \\ &\geq 1425 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1700 mm = 1,7 m

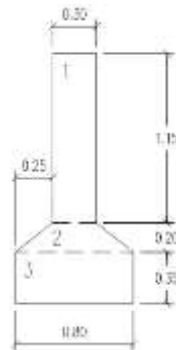
$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{1700}{3} = 566,7 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 800 mm = 0,8 m

4.2.5.2 Analisa Pembebanan Girder Tengah

BEBAN MATI

- Beban mati merata
 - g. Berat Sendiri Girder



Gambar 4. 22 Sketsa Girder bentang 21 m

$$A1 = 0,3 \times 1,15$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,345 \text{ m}^2 \\
 A2 &= (0,3 + 0,8) / 2 + 0,2 \\
 &= 0,11 \text{ m}^2 \\
 A3 &= 0,8 \times 0,35 \\
 &= 0,28 \text{ m}^2 \\
 q_s &= (A1 + A2 + A3) \times W_c \\
 &= (0,345 \text{ m} + 0,11 \text{ m} + 0,28 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 18,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

h. Beban Plat Lantai Kendaraan

$$\begin{aligned}
 q_{\text{plat}} &= t_s \times b \times W_c \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9,375 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

i. Beban Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 q_{\text{asp}} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

j. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned}
 q_{\text{air}} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 0,735 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k. \text{ Total Beban} &= 18,38 + 9,375 + 3,3 + 0,735 \\
 &= 31,79 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

– Beban mati terpusat

b. Beban Diafragma

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diaf}} &= h \times b \times l \times W_c \\
 &= 0,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

BEBAN HIDUP

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban terbagi rata , } q = 9 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} q \text{ BTR} &= q \times S \\ &= 9 \times 1,8 \\ &= 16,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis , DLA} = 0,4$$

$$\begin{aligned} P \text{ BGT} &= (1 + \text{DLA}) \times P \times S \\ &= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,8 \\ &= 123,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

BEBAN TRUCK

$$\text{DLA} = 0,3 \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Pasal } 6.6)$$

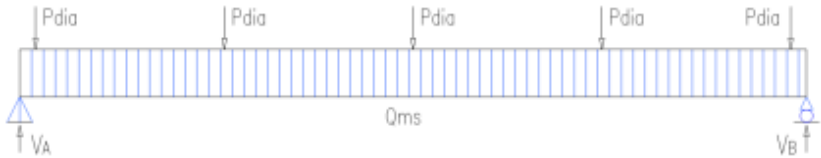
$$\text{KuTT} = 1,8 \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Tabel } 12)$$

$$\text{Tu} = 112,5 \text{ kN} \quad (\text{RSNI } T-02-2005 \text{ Pasal } 6.4.1)$$

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

4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada girder
Akibat beban mati :



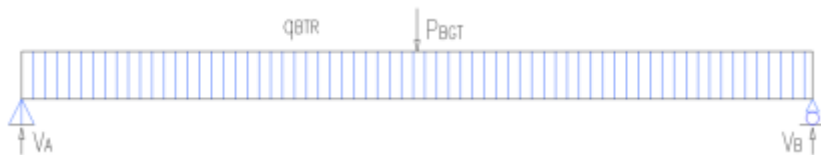
Gambar 4. 23 Permodelan beban mati girder tengah 21 m

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata , } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\ &= 0,5 \times 31,79 \text{ kN/m} \times 21 \text{ m} \\ &= 333,7425 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati terpusat , } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\ &= 0,5 \times 5 \times 9 \text{ kN} \\ &= 22,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi beban mati} &= 333,7425 \text{ kN} + 22,5 \text{ kN} \\ &= 356,2425 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :



Gambar 4. 24 Permodelan beban hidup girder tengah 21 m

$$\text{Beban Terbagi Rata , } V_A = 0,5 \times q_{LL} \times L$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 16,2 \text{ kN/m} \times 21 \text{ m} \\
 &= 170,1 \text{ kN} \\
 \text{Beban Garis Terpusat , VA} &= 0,5 \times pLL \\
 &= 0,5 \times 123,48 \text{ kN} \\
 &= 61,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 170,1 \text{ kN} + 61,74 \text{ kN} \\
 &= 231,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (VA \times 5,25 \text{ m}) - (Pd \times 4,75 \text{ m}) - (qDL \times 5,25 \text{ m} \times \\
 &\quad 2,625 \text{ m}) \\
 &= (356,2 \text{ kN} \times 5,25 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 4,75 \text{ m}) - (31,79 \\
 &\quad \text{kN/m} \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= 1389,486 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= VA - Pd - (qDL \times 6,25 \text{ m}) \\
 &= 356,2 \text{ kN} - 9 \text{ kN} - (31,79 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 180,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (VA \times 10,5 \text{ m}) - (Pd \times 10 \text{ m}) - (Pd \times 5 \text{ m}) - (qDL \\
 &\quad 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= (356,2 \text{ kN} \times 10,5 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 10 \text{ m}) - (9 \text{ kN} \times 5 \\
 &\quad \text{m}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 1853,398 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= VA - (2 \times Pd) - (qDL \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 356,2 \text{ kN} - (2 \times 9 \text{ kN}) - (31,79 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (VA \times 5,25 \text{ m}) - (qLL \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= (231,84 \text{ kN} \times 5,25 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= 993,9038 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= VA - (qLL \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 231,84 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$= 146,8 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (V_A \times 10,5 \text{ m}) - (q_{LL} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\ &= (231,84 \text{ kN} \times 10,5 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\ &= 1541,295 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 10,5 \text{ m}) \\ &= 231,84 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m}) \\ &= 61,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 1389,486 \text{ kN.m} + 2 \times 993,9038 \text{ kN.m} \\ &= 3794,139 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 180,3713 \text{ kN} + 2 \times 146,79 \text{ kN} \\ &= 528,0626 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 1853,398 \text{ kN.m} + 2 \times 1541,295 \text{ kN.m} \\ &= 5492,008 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 4,5 \text{ kN} + 2 \times 61,74 \text{ kN} \\ &= 129,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban truck

$$\begin{aligned} T_u &= P \text{ truck} \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\ &= 263,25 \times (0,5 \times 1,8) \\ &= 230,344 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah

❖ Penulangan Girder pada 1/4 bentang

– Tulangan Lentur

$$\begin{array}{llll}
 \text{Mu} & = & 3794.14 & \text{kN.m} & \quad & \text{b} & = & 800 & \text{mm} \\
 \text{fc}' & = & 25 & \text{MPa} & \quad & \text{d}' & = & 50 & \text{mm} \\
 \text{fy} & = & 400 & \text{MPa} & \quad & \text{d} & = & 1650 & \text{mm} \\
 \text{h} & = & 1700 & \text{mm} & \quad & \phi & = & 0.8 &
 \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{3794.14}{0.8} = 4742.67 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} \\
 &= \frac{4742.67 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\
 &= 2.05 \quad \text{N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pb} &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0271 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.05}{400}} \right) \\
 &= 0.0054
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Cek nilai } \rho \quad \rightarrow \quad \rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{maks}} \\
 0.0035 < 0.0054 < 0.0203
 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil} \quad \rho = 0.0054$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0054 \times 800 \times 1650 \\
 &= 7132.1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{7132.0722}{803.84} = 8.8725$$

Maka dipasang tulangan lentur 10 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{array}{l} As \text{ perlu} < As \text{ pasang} \\ 7132.0722 \text{ mm}^2 < 8038.4 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} A &= \frac{As \text{ pasang} \times fy}{0.85 \times fc' \times b} \\ &= \frac{8038.4 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\ &= 189.14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 189.14 \times 800 \times \left(1650 - \frac{189.14}{2} \right) \\ &= 5001269296 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & & \\ 4742674277 \text{ N.mm} & < & 5001269296 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

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

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\ &= 4620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$N = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{rcl} V_u & = & 528062.63 \text{ N} \\ f_c' & = & 25 \text{ MPa} \\ f_y & = & 240 \text{ MPa} \\ h & = & 1700 \text{ mm} \end{array} \qquad \begin{array}{rcl} b & = & 300 \text{ mm} \\ d' & = & 50 \text{ mm} \\ d & = & 1650 \text{ mm} \\ \phi_v & = & 0.75 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 &= 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 1650}{3} \\
 &= 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $528062.63 > 154687.5$ **Not Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 < 528062.63 > 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 < 528062.63 > 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 < 528062.63 < 928125$ **Ok**

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$928125 > 528062.63 < 1546875 \quad \text{Not Ok}$$

Didapat perhitungan di atas Kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$A_v = 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144$$

$$= 226.08 \text{ mm}^2$$

Kuat geser yang diperlukan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$$

$$= \frac{528062.63}{0.75} - 412500$$

$$= 291583.5 \text{ N}$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{291583.5}$$

$$= 307.04 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\
 h &= 1700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50)
 \end{aligned}$$

$$= 320000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\ &= 0.85 \times 320000 \\ &= 272000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

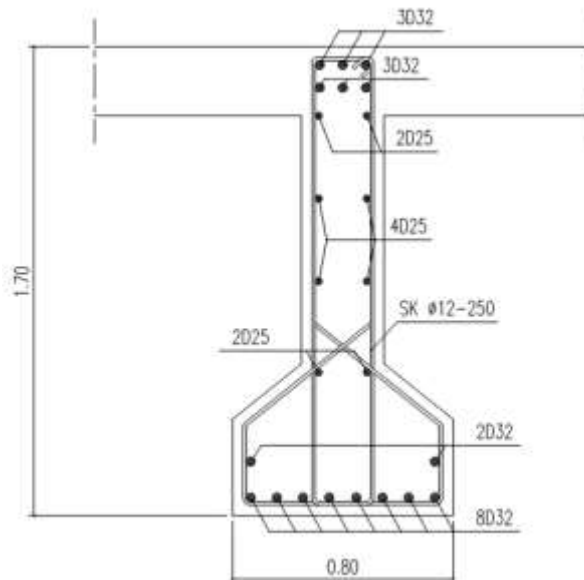
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 25 Sketsa penulangan girder tengah 21 m pada 1/4 bentang

❖ Penulangan Girder pada 1/2 bentang

– Tulangan Lentur

$$\begin{array}{llll}
 \text{Mu} & = & 5492.01 & \text{kN.m} & \quad & \text{b} & = & 800 & \text{mm} \\
 \text{fc}' & = & 25 & \text{MPa} & \quad & \text{d}' & = & 50 & \text{mm} \\
 \text{fy} & = & 400 & \text{MPa} & \quad & \text{d} & = & 1650 & \text{mm} \\
 \text{h} & = & 1700 & \text{mm} & \quad & \phi & = & 0.8 &
 \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{5492.01}{0.8} = 6865.01 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} \\
 &= \frac{6865.01 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\
 &= 2.97 \quad \text{N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0271
 \end{aligned}$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.97}{400}} \right) \\ &= 0.008 \end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \begin{array}{ccc} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0.0035 < 0.008 < 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0.008$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.008 \times 800 \times 1650 \\ &= 10600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{10599.78}{803.84} = 13.186$$

Maka dipakai tulangan lentur 16 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{array}{l} \text{As perlu} < \text{As pasang} \\ 10599.78 \text{ mm}^2 < 12861.44 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{12861.44 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\ &= 302.62 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.85 \times 25 \times 302.62 \times 800 \times \left(1650 - \frac{302.62}{2} \right) \\
 &= 7710119158 \quad \text{N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\
 6865009453 \quad \text{N.mm} &< 7710119158 \quad \text{N.mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\
 &= 4620 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803.84 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{llll}
 V_u & = & 129330 & \text{N} & b & = & 300 & \text{mm} \\
 f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\
 f_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1650 & \text{mm} \\
 h & = & 1700 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 &
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c & = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 & = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 & = 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} & = \frac{b_w \times d}{3} \\
 & = \frac{300 \times 1650}{3} \\
 & = 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $129330 < 154687.5$ **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 > 129330 < 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 > 129330 < 433125$ **Not Ok**

4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 > 129330 < 928125$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 129330 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser , tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{165000} \\ &= 542.59 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 500 mm

– *Tulangan Torsi*

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\
 h &= 1700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\
 &= 1451.7 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta \\
 &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\
 &= 3135.8 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

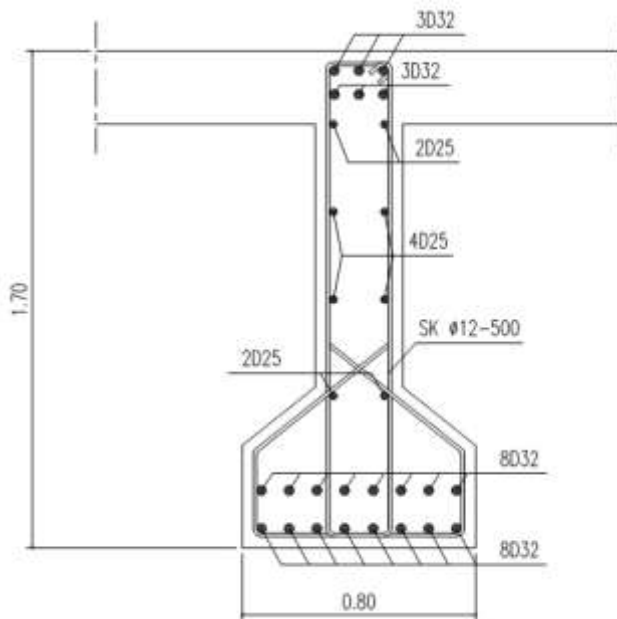
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\
 &= 490.625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$N = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 26 Sketsa penulangan girder tengah 21 m pada 1/2 bentang

4.2.5.5 Kontrol lendutan pada girder tengah

Bentang yang ditinjau $L = 21 \text{ m} = 2100 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 800 \times 5E+09 \\ &= 3.275E+11 \end{aligned}$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2100}{800} = 2.625 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{BTR} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{BGT} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 16.2 \times 1.94E+17}{384 \times 23500 \times 3.27E+11} + \frac{1 \times 123480 \times 9.26E+12}{48 \times 23500 \times 3.27E+11} \\ &= 5.330 + 3.095 \\ &= 8.425 \text{ mm} \\ &= 0.842 \text{ cm} \end{aligned}$$

– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{BGT+BTR} &< \Delta_{ijin} \\ 0.842 \text{ cm} &< 2.625 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.6 Perencanaan Girder Tepi bentang 21 m

4.2.6.1 Preliminary Design Girder Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk girder tepi disesuaikan berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1 adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 2100 \\ &\geq 1425 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1700 mm = 1,7 m

$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{1700}{3} = 566,7 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 800 mm = 0,8 m

4.2.6.2 Analisa Pembebanan Girder Tepi

BEBAN MATI

– Beban mati merata

a. Berat Sendiri Girder

$$\begin{aligned} A1 &= 0,3 \times 1,15 \\ &= 0,345 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2 &= (0,3 + 0,8) / 2 + 0,2 \\ &= 0,11 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A3 &= 0,8 \times 0,35 \\ &= 0,28 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_s &= (A1 + A2 + A3) \times W_c \\ &= (0,345 \text{ m} + 0,11 \text{ m} + 0,28 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 18,38 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai Kendaraan

$$\begin{aligned}
 q \text{ plat} &= t_s \times b \times W_c \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9,375 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 q \text{ asp} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned}
 q \text{ air} &= t \times b \times W_c \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 0,735 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Berat parapet

$$\begin{aligned}
 q \text{ par} &= A_p \times W_c \\
 &= 0,283 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 7,075 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{l. Total Beban} &= 18,38 + 9,375 + 3,3 + 0,735 + 7,075 \\
 &= 38,86 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

– Beban mati terpusat

a. Beban Diafragma

$$\begin{aligned}
 P \text{ diaf} &= h \times b \times l \times W_c \\
 &= 0,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

BEBAN HIDUP

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban terbagi rata , } q = 9 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= q \times S \\ &= 9 \times 1,8 \\ &= 16,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban garis terpusat , } P = 49 \text{ kN/m}$$

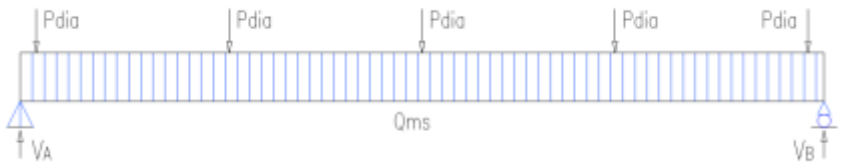
$$\text{Faktor beban dinamis , DLA} = 0,4$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= (1 + \text{DLA}) \times P \times S \\ &= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,8 \\ &= 123,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.6.3 Perhitungan Gaya Dalam

– Reaksi perletakan pada girder

Akibat beban mati :



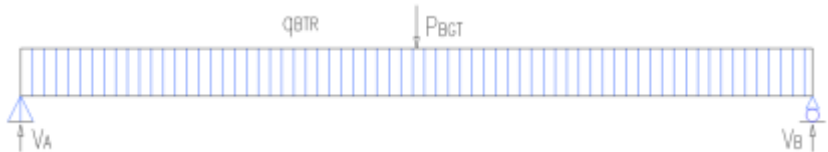
Gambar 4. 27 Permodelan beban mati girder tepi 21 m

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata , } V_A &= 0,5 \times q_{\text{DL}} \times L \\ &= 0,5 \times 38,86 \text{ kN/m} \times 21 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 408,03 \text{ kN} \\
 \text{Beban mati terpusat , } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times pDL \\
 &= 0,5 \times 5 \times 4,5 \text{ kN} \\
 &= 11,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 408,03 \text{ kN} + 11,25 \text{ kN} \\
 &= 419,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :



Gambar 4. 28 Permodelan beban hidup girder tepi 21 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Terbagi Rata , } V_A &= 0,5 \times qLL \times L \\
 &= 0,5 \times 16,2 \text{ kN/m} \times 21 \text{ m} \\
 &= 170,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Garis Terpusat , } V_A &= 0,5 \times pLL \\
 &= 0,5 \times 123,48 \text{ kN} \\
 &= 61,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 170,1 \text{ kN} + 61,74 \text{ kN} \\
 &= 231,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \times 5,25 \text{ m}) - (P_d \times 4,75 \text{ m}) - (qDL \times 5,25 \text{ m} \times \\
 &\quad 2,625 \text{ m}) \\
 &= (419,3 \text{ kN} \times 5,25 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 4,75 \text{ m}) - (38,86 \\
 &\quad \text{kN/m} \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= 1644,306 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= VA - (2 \times Pd) - (q_{DL} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 419,3 \text{ kN} - (2 \times 4,5 \text{ kN}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 210,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (VA \times 10,5 \text{ m}) - (Pd \times 10 \text{ m}) - (Pd \times 5 \text{ m}) - (q_{DL} \\
 &\quad \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= (419,3 \text{ kN} \times 10,5 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 10 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times \\
 &\quad 5 \text{ m}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 2192,783 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= VA - (2 \times Pd) - (q_{DL} \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 419,3 \text{ kN} - (2 \times 4,5 \text{ kN}) - (38,86 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 2,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (VA \times 5,25 \text{ m}) - (q_{LL} \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= (231,84 \text{ kN} \times 5,25 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m} \times 2,625 \text{ m}) \\
 &= 993,9038 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= VA - (q_{LL} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 231,84 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 146,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (VA \times 10,5 \text{ m}) - (q_{LL} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= (231,84 \text{ kN} \times 10,5 \text{ m}) - (16,2 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) \\
 &= 1541,295 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= VA - (q_{LL} \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 231,84 \text{ kN} - (16,2 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m}) \\
 &= 61,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Momen dan gaya geser pada $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\
 &= 1,3 \times 1644,306 \text{ kN.m} + 2 \times 993,9038 \text{ kN.m} \\
 &= 4125,405 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 210,765 \text{ kN} + 2 \times 146,79 \text{ kN} \\ &= 567,5745 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan gaya geser pada $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 2192,783 \text{ kN.m} + 2 \times 1541,295 \text{ kN.m} \\ &= 5933,207 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 2,25 \text{ kN} + 2 \times 61,74 \text{ kN} \\ &= 126,405 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.6.4 Perhitungan Penulangan Girder Tepi

❖ Penulangan Girder tepi pada $\frac{1}{4}$ bentang

– Tulangan Lentur

$$\begin{array}{llll} M_u &= & 4125.40 & \text{kN.m} & b &= & 800 & \text{mm} \\ f_c' &= & 25 & \text{MPa} & d' &= & 50 & \text{mm} \\ f_y &= & 400 & \text{MPa} & d &= & 1650 & \text{mm} \\ h &= & 1700 & \text{mm} & \phi &= & 0.8 & \end{array}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4125.40}{0.8} = 5156.756 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{5156.756 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\ &= 2.23 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.23}{400}} \right) \\ &= 0.0059\end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek nilai } \rho \quad \rightarrow \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 0.0035 < 0.0059 < 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil} \quad \rho = 0.0059$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0059 \times 800 \times 1650 \\ &= 7793.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{7793.4952}{803.84} = 9.6953$$

Maka dipasang tulangan lentur 12 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 7793.4952 \text{ mm}^2 &< 9646.08 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \text{ pasang} \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{9646.08 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\
 &= 226.97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0.85 \times 25 \times 226.97 \times 800 \times \left(1650 - \frac{226.97}{2} \right) \\
 &= 5928545227 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn \text{ perlu} &< Mn \text{ pasang} \\
 5156756016 \text{ N.mm} &< 5928545227 \text{ N.mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 As' &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\
 &= 4620 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{llll} V_u & = & 567574.5 & \text{N} & b & = & 300 & \text{mm} \\ f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\ f_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1650 & \text{mm} \\ h & = & 1700 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 & \end{array}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\ &= 412500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\ &= \frac{300 \times 1650}{3} \\ &= 165000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $567574.5 > 154687.5$ **Not Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 < 567574.5 > 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 < 567574.5 > 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 < 567574.5 < 928125$ **Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 567574.5 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 226.08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat geser yang diperlukan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{567574.5}{0.75} - 412500 \\
 &= 344266 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{344266} \\
 &= 260.05 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 250 \text{ mm}$

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \quad \text{MPa} & b &= 300 \quad \text{mm} \\
 f_y &= 240 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 \phi &= 0.75 & d &= 1650 \quad \text{mm} \\
 h &= 1700 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2\theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

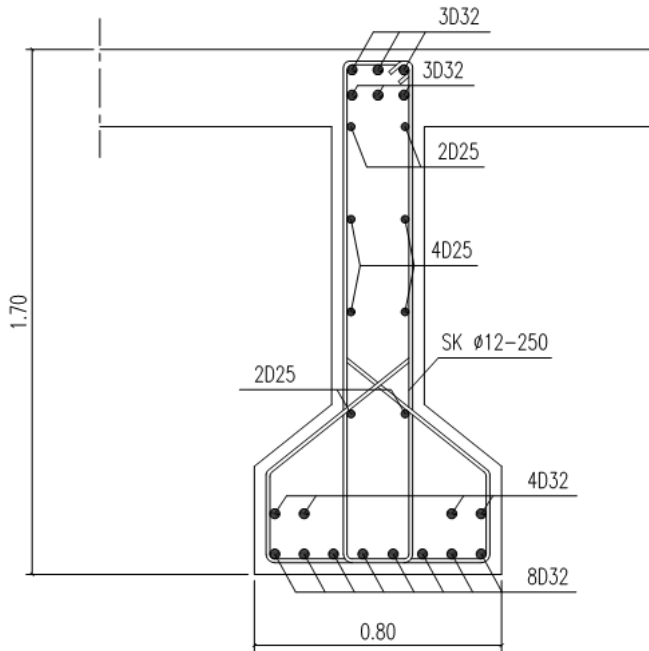
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 29 Penulangan girder tepi 21 m pada 1/4 bentang

❖ **Penulangan Girder tepi pada 1/2 bentang**

– **Tulangan Lentur**

$$\begin{array}{llll} \text{Mu} & = & 5933.21 & \text{kN.m} & \quad & b & = & 800 & \text{mm} \\ \text{fc}' & = & 25 & \text{MPa} & \quad & \text{d}' & = & 50 & \text{mm} \\ \text{fy} & = & 400 & \text{MPa} & \quad & \text{d} & = & 1650 & \text{mm} \\ \text{h} & = & 1700 & \text{mm} & \quad & \phi & = & 0.8 & \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{5933.21}{0.8} = 7416.51 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} \\ &= \frac{7416.51 \times 10^6}{800 \times 2890000} \\ &= 3.21 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0.75 \times \rho_b$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.75 \times 0.0271 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 3.21}{400}} \right) \\
 &= 0.0087
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Cek nilai } \rho \quad \rightarrow \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\
 0.0035 < 0.0087 < 0.0203
 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil} \quad \rho = 0.0087$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0087 \times 800 \times 1650 \\
 &= 11534 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{11534.468}{803.84} = 14.349$$

Maka dipasang tulangan lentur 16 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{array}{rcl} \text{As perlu} & < & \text{As pasang} \\ 11534.468 \text{ mm}^2 & < & 12861.44 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{800 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (8 \times 32)}{8 - 1} \\ &= 60 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{12861.44 \times 400}{0.85 \times 25 \times 800} \\ &= 302.62 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 302.62 \times 800 \times \left(1650 - \frac{302.62}{2} \right) \\ &= 7710119158 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & & \\ 7416509063 \text{ N.mm} & < & 7710119158 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

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

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 800 \times 1650 \\ &= 4620 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4620}{803.84} = 5.7474$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

– **Tulangan Geser**

$$\begin{array}{rclcl} V_u & = & 126405 & \text{N} & b & = & 300 & \text{mm} \\ f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\ f_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1650 & \text{mm} \\ h & = & 1700 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 & \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 1650 \\
 &= 412500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 1650}{3} \\
 &= 165000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $126405 < 154687.5$ **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $154687.5 > 126405 < 309375$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $309375 > 126405 < 433125$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $433125 > 126405 < 928125$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $928125 > 126405 < 1546875$ **Not Ok**

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 1650}{165000} \\ &= 542.59 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 500$ mm

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{array}{ll} f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 300 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ \phi &= 0.75 & d &= 1650 \text{ mm} \\ h &= 1700 \text{ mm} \end{array}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{236.925}{0.75} = 315.9 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 1700 \times 300 \\
 &= 510000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (1700 + 300) \\
 &= 4000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 236925000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{2.601E+11}{4000} \right) \\
 236925000 &> 20320313 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1700 - 2 \times 50) \times (300 - 2 \times 50) \\
 &= 320000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1700 - 2 \times 50) + (300 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\
 &= 0.85 \times 320000 \\
 &= 272000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315900000}{2 \times 272000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= 1.4517 \times 1000 \\ &= 1451.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2\theta \\ &= \frac{1451.7}{1000} \times 3600 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 3135.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

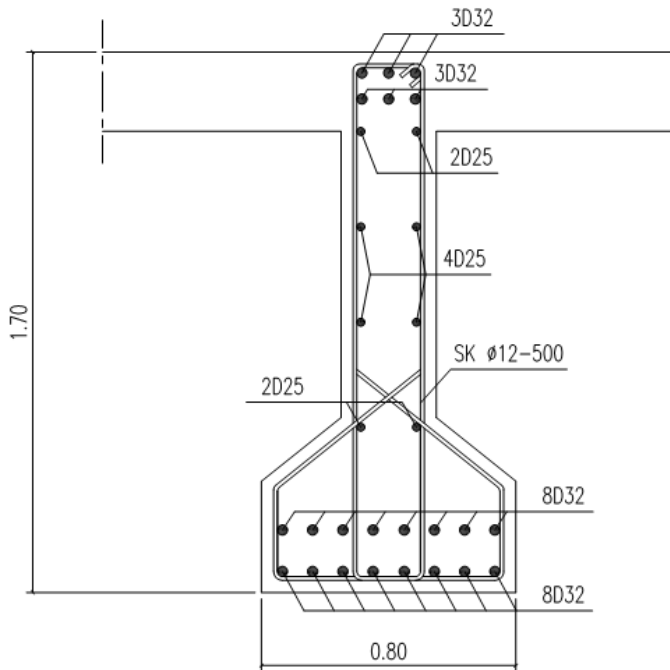
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3135.7721}{490.625} = 6.3914$$

Maka dipasang tulangan torsi 8 D25



Gambar 4. 30 Sketsa penulangan girder tepi 21 m pada 1/2 bentang

4.2.6.5 Kontrol lendutan pada girder tengah

Bentang yang ditinjau $L = 21 \text{ m} = 2100 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 800 \times 5E+09 \\ &= 3.275E+11 \end{aligned}$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2100}{800} = 2.625 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{BTR} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{BGT} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 16.2 \times 1.94E+17}{384 \times 23500 \times 3.27E+11} + \frac{1 \times 123480 \times 9.26E+12}{48 \times 23500 \times 3.27E+11} \\ &= 5.330 + 3.095 \\ &= 8.425 \text{ mm} \\ &= 0.842 \text{ cm} \end{aligned}$$

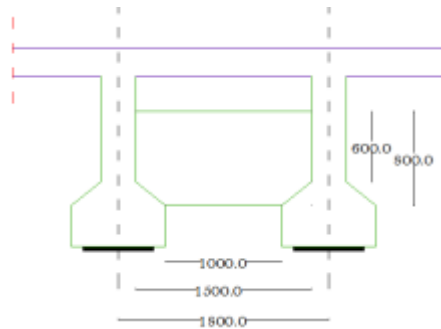
– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{BGT+BTR} &< \Delta_{ijin} \\ 0.842 \text{ cm} &< 2.625 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.5 Perencanaan Diafragma

4.2.5.1 Preliminary Desain Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu girder menahan torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak di desain ikut menahan pelat lantai.



Gambar 4. 31 Preliminray desain diafragma

Data perencanaan :

Panjang diafragma (L) = 1500 mm

Tinggi diafragma (H) = 800 mm

Lebar diafragma (B) = 300 mm

4.2.5.2 Analisa Pembebanan Diafragma

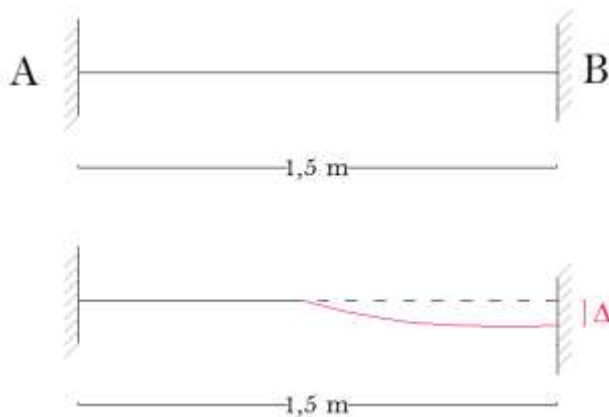
Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati (berat sendiri), beban akibat lendutan pada girder. Pada perhitungan beban akibat lendutan girder diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari girder terbebani kendaraan sehingga salah satu girder yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan girder), lendutan dipilih lendutan ijin maksimum

❖ **Beban Sendiri Diafragma**

$$\begin{aligned} q_s &= H \times B \times L \times Wc \\ &= 0.8 \times 0.3 \times 1.5 \times 25 \\ &= 9 \text{ kN} \end{aligned}$$

❖ **Beban Diafragma akibat lendutan Girder**



Gambar 4. 32 Permodelan beban lendutan akibat girder

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2500}{800} = 3.125 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times 4.99 \\ &= 23453 \text{ MPa} = 23452953 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0.3 \times 0.64 \\
 &= 0.016 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Momen akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{12} \times q_s \times L^2 \\
 &= 1.688 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Momen akibat beban lendutan girder

$$\begin{aligned}
 M_{\text{total}} &= \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\
 &= \frac{6 \times 23452953 \times 0.016 \times 0.03125}{625} \\
 &= 112.5742 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi momen akibat beban sendiri dan lendutan

$$M_u = 112.6 + 1.688 = 114.3 \text{ kN.m}$$

4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Diafragma

– Tulangan Lentur

$$\begin{array}{ll}
 \text{Mu} = & 114.3 \text{ kN.m} & \text{b} = & 300 \text{ mm} \\
 \text{fc}' = & 24.9 \text{ MPa} & \text{d}' = & 30 \text{ mm} \\
 \text{fy} = & 400 \text{ MPa} & \text{d} = & 770 \text{ mm} \\
 \text{h} = & 800 \text{ mm} & \phi = & 0.8
 \end{array}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{114.3}{0.8} = 142.8 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} \\
 &= \frac{142.8 \times 10^6}{300 \times 592900} \\
 &= 0.803 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times \text{fc}'}{\text{fy}} \left(\frac{600}{600 + \text{fy}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0270
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{\text{fy}} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270 \\
 &= 0.0202
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 0.803}{400}} \right) \\ &= 0.0020 \end{aligned}$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$
 $0.0035 < 0.0020 < 0.0203$

Maka diambil $\rho = 0.0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 300 \times 770 \\ &= 808.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{808.5}{200.96} = 4.023$$

Maka dipasang tulangan lentur 5 D16

– **Tulangan Tekan**

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 300 \times 770 \\ &= 808.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{808.5}{200.96} = 4.023$$

Maka dipakai tulangan lentur 5 D16

– **Tulangan Geser**

V_u	=	5850	N	b	=	300	mm
f_c'	=	25	MPa	d'	=	50	mm
f_y	=	240	MPa	d	=	770	mm
h	=	800	mm	ϕ_v	=	0.75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 770 \\
 &= 192114.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 770}{3} \\
 &= 77000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
5850 < 76845.85 **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
76845.85 > 5850 < 153691.7 **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
153691.7 > 5850 < 215291.7 **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
215291.7 > 5850 < 461075.1 **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
461075.1 > 5850 < 768458.5 **Not Ok**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

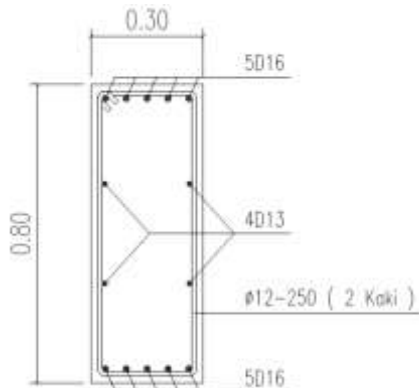
Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 226.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 770}{77000} \\ &= 542.592 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 250$ mm



Gambar 4. 33 Sketsa penulangan diafragma

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Abutment

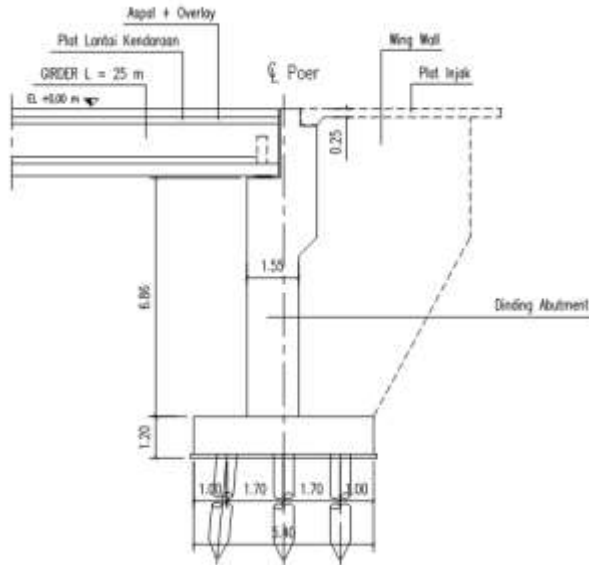
Elemen bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban – beban (baik beban hidup maupun beban mati) dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan Jembatan Sumberwaru ini bangunan bawah yang dimaksudkan adalah Abutment dan Pilar dimana akan direncanakan pula elemen – elemen penyusun dan pelengkapya

5.1.1 Desain Dimensi Abutment

Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak dan wing wall. Penulangan abutment direncanakan dari analisis element – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan atas baik beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment

Data – data perencanaan Abutment :

- Elevasi Muka Tanah Asli : - 8,56 m
- Elevasi Lantai Kerja Abutment : - 10,06 m
- Elevasi lantai Kendaraan : 0,00 m
- Tinggi Abutment Rencana : 10,06 m
- Lebar Abutment : 32,40 m
- Panjang Bentang Jembatan : 25 m



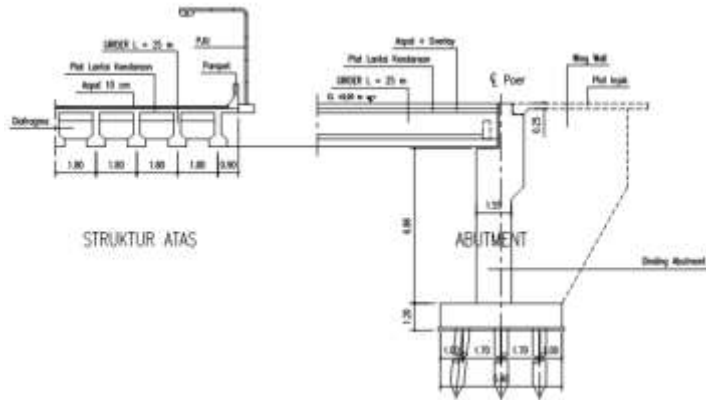
Gambar 5. 1 Perencanaan Abutment A2 (Sisi Surabaya)

5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment

Berdasarkan analisis dari data penyelidikan tana pada abutment arah mojokerto didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor DB 16 STA 34 + 930 (lihat lampiran) yang tinggi (> 50) pada kedalaman 26 meter sehingga dipakai jenis pondasi tiang pancang. Deskripsi tanah DB 16 pada kedalaman 0 – 15 meter terdiri dari tanah lanau kelepungan dan pada kedalaman 15 – 17 meter terdiri dari lanau kelepungan dengan pasir sedangkan 17 – 28 meter merupakan lapisan lanau kelepungan, dengan nilai SPT > 40 kali pukulan setiap 30 cm

5.1.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment

1. Beban mati bangunan atas



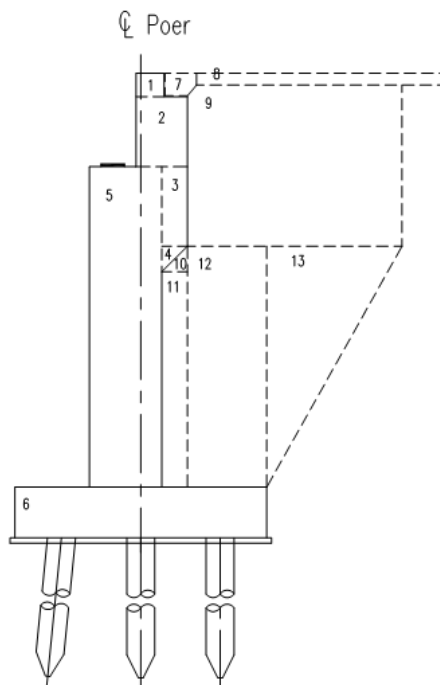
Gambar 5. 2 Pembebanan Abutment akibat beban mati bang. Atas

Tabel 5. 1 Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. atas

NO	URAIAN	V Abt (kN)
1	Plat lantai kendaraan	2914.063
2	Lapisan aspal + overlay	1025.75
3	Genangan air hujan	228.4625
4	Parapet	353.75
5	Girder beton	4134.375
6	Diafragma	504
7	Instalasi ME dan Salir	20
	Jumlah	9180.4

2. Beban sendiri abutment

Dalam perhitungan berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis kemudian dilanjutkan dengan menghitung statis momen titik tangkap gaya/titik berat abutment terhadap center poer.



Gambar 5. 3 Pembagian Segmen Abutment

Tabel 5. 2 Perhitungan beban sendiri abutment

Segmen	H m	B m	L m	Volume m³	Berat (kN)	x m	z m
1	0.5	0.6	32.4	9.72	243.00	0.8	9.67
2	1.36	1.1	32.4	48.47	1211.76	1.05	8.74
3	1.7	0.55	32.4	30.29	757.35	1.32	7.21
4	0.55	0.55	32.4	4.90	122.51	1.23	6.18
5	6.86	1.55	32.4	344.51	8612.73	0.27	4.63
6	1.2	5.4	32.4	209.95	5248.80	0	0.6
7	0.48	0.68	32.4	10.58	264.38	1.46	9.76
8	0.25	5.32	32.4	43.09	1077.30	4.46	9.76
9	3.45	4.6	0.3	4.76	119.03	3.9	8.02
10	0.55	0.55	0.3	0.05	1.13	1.42	5.99
11	4.61	0.55	0.3	0.76	19.02	1.32	3.51
12	5.16	1.7	0.3	2.63	65.79	2.15	3.78
13	5.16	2.9	0.3	2.24	56.12	3.87	4.64
Berat total					17798.92		

Tabel 5. 3 Perhitungan Statis Momen Abutment

Segmen	W . X	W . Z
	kN.m	kN.m
1	194.40	2349.81
2	1272.35	10590.78
3	999.70	5460.49
4	150.69	757.13
5	2325.44	39876.94
6	0.00	3149.28
7	386.00	2580.39

8	4804.76	10514.45
9	464.20	954.58
10	1.61	6.79
11	25.10	66.75
12	141.45	248.69
13	217.17	260.37
	10982.86	76816.45

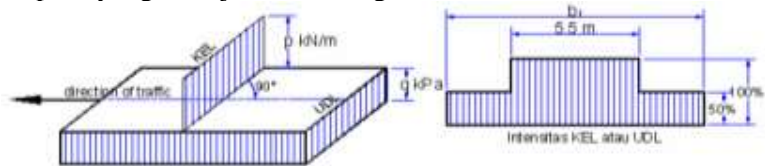
Sehingga, didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya :

$$x = 0,617 \text{ m}$$

$$z = 4,316 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5. 4 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 25 m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 15,3 m
Beban BGT (P _{BGT})	: 49 kN/m

$$\begin{aligned} \text{Faktor beban dinamis (1 + DLA)} & : 1,4 \\ \text{Beban BTR (} q_{\text{BTR}} \text{)} & : 9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 25 m :

$$\begin{aligned} V_{\text{BTR}} & = ((5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\ & = ((5,5 \times 9) + ((15,3 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 25 \\ & = 2340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{BGT}} & = (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA})) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA}))) \\ & = (5,5 \times (49 \times 1,4)) + (15,3 - 5,5 \times (49 \times 1,4)) \\ & = 713,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

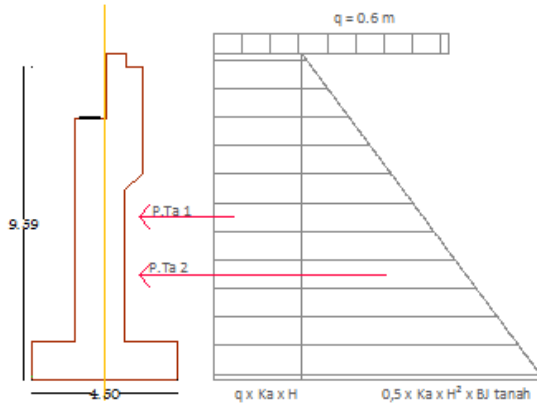
Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} & = V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ & = 2430 + 713,44 \\ & = 3053,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total untuk 2 lajur}} & = 2 \times V_{\text{total}} \\ & = 2 \times 3053,44 \\ & = 6106,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal W_s , C , dan γ_t . Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan.



Gambar 5. 5 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

Tinggi timbunan (H) = 8,6 m
 Berat Jenis tanah (γt) = 17,2 kN/m²
 Sudut geser tanah (ϕ) = 14,3°
 Lebar Abutment (B_y) = 32,4 m

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi)$$

$$= 0.604$$

$$q = 0.6 \times \gamma t$$

$$= 10.32 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Ta1} = q \times K_a \times H \times B_y$$

$$= 1999.017 \text{ kN}$$

$$P_{Ta2} = 0.5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_y$$

$$= 14326.9 \text{ kN}$$

$$P_{tot} = 1999.017 + 14326.9$$

$$= 16325.3 \text{ kN}$$

5. Beban tekanan tanah akibat gempa

Selain tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6

Perhitungan Tekanan Tanah dinamis akibat Gempa :

Berat Jenis tanah (γ)	= 17,2 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 14,3°
Rencana sudut tembok (δ)	= 9,533°
Sudut kemiringan timbunan (α)	= 0°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok (β)	= 0°
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	= 0,604
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= $A_s \times 0,5$ = 0,25 x 1,3 x 0,5 = 0,163
Sudut geser tanah nominal (θ)	= $\tan^{-1} K_h$ = 9,235°

Koefisien tekanan tanah dinamis :

$$\begin{aligned} \mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left(1 + \sqrt{\frac{0.404078 \times 0.246999}{0.914725 \times 1}} \right)^2 \\ &= (1 + 0.33032) \\ &= 1.769751 \end{aligned}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.992204}{1.77 \times 0.987 \times 1 \times 0.947} \\
 &= 0.599905
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah Dinamis akibat Gempa :

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{17.2 \times 73.96}{2} \times 1 \times 0.599905 \\
 &= 381.573 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= E_{AE} \times B_y \\
 &= 381.573 \times 32.4 \\
 &= 14232.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1})$$

PGA (Percepatan puncak batuan dasar)	: 0,25
Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik)	: 0,4
S1 (Respons spektral untuk 1 detik)	: 0,15

- Menentukan kelas situs

Tabel 5. 4 Hasil pengolahan data N-SPT tanah

tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	t/N
15	Lanau kelempungan	13	1.154
1.5	Lanau kelempungan dengan pasir	35	0.043
13.5	Lanau kelempungan	38.5	0.351
30			1.547

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} = \frac{30}{1.547} = 19.39$$

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	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
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 : <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $P_i > 20$, 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 : <ul style="list-style-type: none"> - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$m dengan $P_i > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$m 		

Dari hasil N diatas kemudian diplotkan ke dalam tabel 5.4 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah sedang

- **Menentukan faktor situs**

Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (F_{PGA} / F_a)

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

Ss	0.25	0.4	0.75
F_{PGA}	1.6	x	1.2

$$x = 1.32$$

Di dapat F_{PGA}/F_a dengan menggunakan interpolasi yaitu 1,32

Tabel 5. 7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

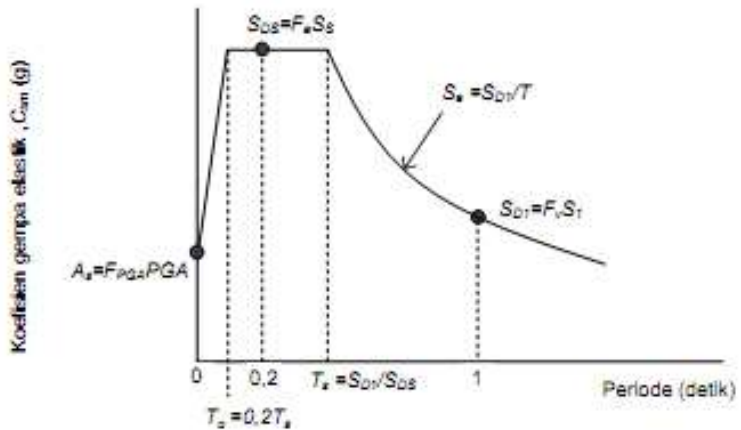
Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S₁	0.1	0.15	0.2
F_v	2.4	x	2

$$x = 2.2$$

Di dapat F_v dengan menggunakan interpolasi yaitu 2,2

- Menghitung respons spektra



Gambar 5. 6 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA & S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1.32 \times 0.25 & &= 2.2 \times 0.15 \\
 &= 0.33 & &= 0.33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1.32 \times 0.4 \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.33}{0.528} = 0.625$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times T_s \\
 &= 0.2 \times 0.625 \\
 &= 0.125
 \end{aligned}$$

$$T = 0.2$$

Cek persyaratan bila $T_0 < T < T_s$, maka digunakan syarat 2 :

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{DS} \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- **Menentukan faktor modifikasi respons (R)**

Tabel 5. 8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

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

Tabel 5. 9 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

Data Perencanaan Beban Gempa :

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0,528 \\
 R \text{ bang. Bawah} &= 1 \\
 R \text{ bang. Atas} &= 1 \\
 W \text{ set. Bang. Atas} &= 8632,825 \text{ kN} \\
 \text{Beban mati Abutment} &= 17923,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,528}{1} \times 8632,825 \\
 &= 4558,132 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Abutment

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,528}{1} \times 17923,66 \\
 &= 9397,828 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

7. Beban Angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w) : 25 m/s
- Lebar jembatan (b) : 16,20 m
- Tinggi samping jembatan : 2,8 m
- Bentang jembatan : 25 m
- Luas bagian samping (A_b) : 35 m²
- Koefisien serat (C_w) : 1,25

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \times 35 \\ &= 16,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

8. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 21 dan 25 m adalah 250 kN

5.1.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel 5.10 berikut :

Tabel 5. 10 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No	URAIAN	V kN	Hx kN	Hy kN	x m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas	9180.4			
	Abutment	17798.92			0.617
	Tek. Tanah Aktif 1		1999.017		
	Tek. Tanah Aktif 2		14326.29		
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL	6106.88			
	Beban Rem		250		
	Beban Angin			16.406	
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		4847.251	4847.251	
	Eq Abutment		9397.828	9397.828	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		14232.68		

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No	URAIAN	y m	z m	Mx kN.m	My kN.m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas			4131.18	

	Abutment			10982.86	
	Tek. Tanah Aktif 1		4.3	8595.772	
	Tek. Tanah Aktif 2		2.867	41068.69	
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL				
	Beban Rem		9.92	2480	
	Beban Angin		9.92		162.75
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		9.92	48763.35	48763.35
	Eq Abutment		4.316	40559.09	40559.09
	Eq Tek. Tanah Dinamis		4.3	61200.52	

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

– **Kombinasi 1 (D + L + Ta)**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 33086.20 \text{ kN} \\
 H_x &= 16325.30 \text{ kN} \\
 H_y &= 0.00 \text{ kN} \\
 M_x &= 60647.32 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 0.00 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– **Kombinasi 2 (D + L + Ta + T_B)**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 33086.20 \text{ kN} \\
 H_x &= 16575.30 \text{ kN} \\
 H_y &= 16.41 \text{ kN} \\
 M_x &= 63127.32 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 0.00 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– **Kombinasi 3** (**D + L + Ta + TB + TEW**)

$$\begin{aligned}V_u &= 33086.20 \text{ kN} \\H_x &= 16575.30 \text{ kN} \\H_y &= 16.41 \text{ kN} \\M_x &= 63127.32 \text{ kN.m} \\M_y &= 165.05 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

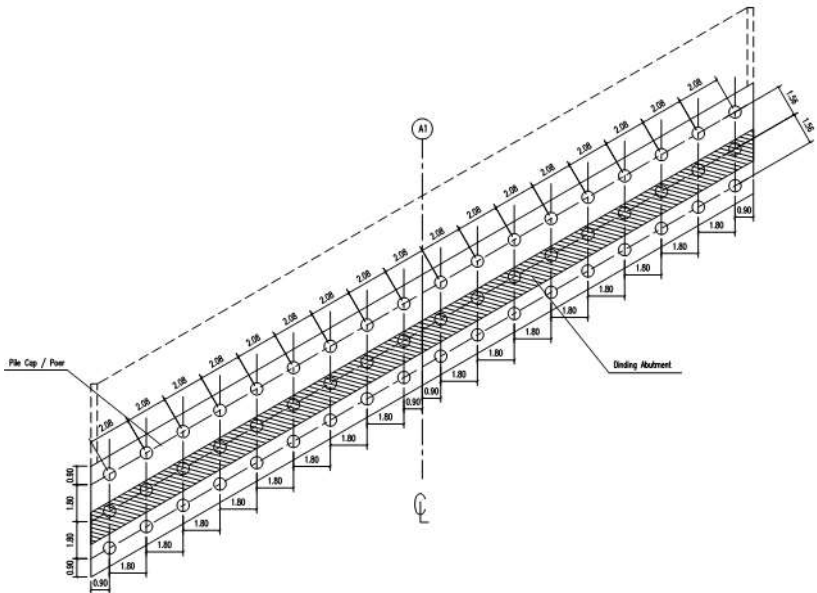
– **Kombinasi 4** (**D + Ex + 30%Ey + Taq**)

$$\begin{aligned}V_u &= 26979.32 \text{ kN} \\H_x &= 28477.76 \text{ kN} \\H_y &= 4273.52 \text{ kN} \\M_x &= 160827.20 \text{ kN.m} \\M_y &= 26593.15 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

– **Kombinasi 5** (**D + 30%Ex + Ey + Taq**)

$$\begin{aligned}V_u &= 26979.32 \text{ kN} \\H_x &= 18506.20 \text{ kN} \\H_y &= 14245.08 \text{ kN} \\M_x &= 98776.53 \text{ kN.m} \\M_y &= 88643.82 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Konfigurasi Tiang Pancang :



Gambar 5. 7 Konfigurasi tiang pancang abutment

- x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1.56 m
 y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 2.08 m
 n = Jumlah Tiang Pancang
 = 54

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
 V = Total gaya aksial (kN)
 n = Jumlah tiang pancang (buah)
 Mx = Momen sumbu x (kN.m)
 My = Momen sumbu y (kN.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5. 11 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.56	-17.7	2.434	312.6	442.20	435.22	438.12
2	1.56	-15.6	2.434	243.4	462.26	456.10	459.00
3	1.56	-13.5	2.434	182.8	482.32	476.98	479.88
4	1.56	-11.4	2.434	130.9	502.38	497.87	500.76
5	1.56	-9.36	2.434	87.61	522.44	518.75	521.64
6	1.56	-7.28	2.434	53	542.50	539.63	542.52
7	1.56	-5.2	2.434	27.04	562.56	560.51	563.40
8	1.56	-3.12	2.434	9.734	582.62	581.39	584.28
9	1.56	-1.04	2.434	1.082	602.68	602.27	605.17
10	1.56	1.04	2.434	1.082	622.74	623.15	626.05
11	1.56	3.12	2.434	9.734	642.80	644.03	646.93
12	1.56	5.2	2.434	27.04	662.86	664.91	667.81
13	1.56	7.28	2.434	53	682.92	685.79	688.69
14	1.56	9.36	2.434	87.61	702.98	706.67	709.57
15	1.56	11.44	2.434	130.9	723.04	727.55	730.45
16	1.56	13.52	2.434	182.8	743.10	748.43	751.33
17	1.56	15.6	2.434	243.4	763.16	769.31	772.21
18	1.56	17.68	2.434	312.6	783.22	790.19	793.09
19	0	-17.7	0	312.6	442.20	435.22	435.22
20	0	-15.6	0	243.4	462.26	456.10	456.10

21	0	-13.5	0	182.8	482.32	476.98	476.98
22	0	-11.4	0	130.9	502.38	497.87	497.87
23	0	-9.36	0	87.61	522.44	518.75	518.75
24	0	-7.28	0	53	542.50	539.63	539.63
25	0	-5.2	0	27.04	562.56	560.51	560.51
26	0	-3.12	0	9.734	582.62	581.39	581.39
27	0	-1.04	0	1.082	602.68	602.27	602.27
28	0	1.04	0	1.082	622.74	623.15	623.15
29	0	3.12	0	9.734	642.80	644.03	644.03
30	0	5.2	0	27.04	662.86	664.91	664.91
31	0	7.28	0	53	682.92	685.79	685.79
32	0	9.36	0	87.61	702.98	706.67	706.67
33	0	11.44	0	130.9	723.04	727.55	727.55
34	0	13.52	0	182.8	743.10	748.43	748.43
35	0	15.6	0	243.4	763.16	769.31	769.31
36	0	17.68	0	312.6	783.22	790.19	790.19
37	-1.56	-17.7	2.434	312.6	442.20	435.22	432.33
38	-1.56	-15.6	2.434	243.4	462.26	456.10	453.21
39	-1.56	-13.5	2.434	182.8	482.32	476.98	474.09
40	-1.56	-11.4	2.434	130.9	502.38	497.87	494.97
41	-1.56	-9.36	2.434	87.61	522.44	518.75	515.85
42	-1.56	-7.28	2.434	53	542.50	539.63	536.73
43	-1.56	-5.2	2.434	27.04	562.56	560.51	557.61
44	-1.56	-3.12	2.434	9.734	582.62	581.39	578.49
45	-1.56	-1.04	2.434	1.082	602.68	602.27	599.37
46	-1.56	1.04	2.434	1.082	622.74	623.15	620.25
47	-1.56	3.12	2.434	9.734	642.80	644.03	641.13
48	-1.56	5.2	2.434	27.04	662.86	664.91	662.01
49	-1.56	7.28	2.434	53	682.92	685.79	682.89
50	-1.56	9.36	2.434	87.61	702.98	706.67	703.77

51	-1.56	11.44	2.434	130.9	723.04	727.55	724.65
52	-1.56	13.52	2.434	182.8	743.10	748.43	745.53
53	-1.56	15.6	2.434	243.4	763.16	769.31	766.41
54	-1.56	17.68	2.434	312.6	783.22	790.19	787.29
			87.61	6288			

Lanjutan Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
1	1.56	-17.7	2.434	312.6	520.97	1800.32
2	1.56	-15.6	2.434	243.4	574.17	1832.99
3	1.56	-13.5	2.434	182.8	627.37	1865.66
4	1.56	-11.4	2.434	130.9	680.56	1898.34
5	1.56	-9.36	2.434	87.61	733.76	1931.01
6	1.56	-7.28	2.434	53	786.95	1963.68
7	1.56	-5.2	2.434	27.04	840.15	1996.35
8	1.56	-3.12	2.434	9.734	893.35	2029.02
9	1.56	-1.04	2.434	1.082	946.54	2061.70
10	1.56	1.04	2.434	1.082	999.74	2094.37
11	1.56	3.12	2.434	9.734	1052.94	2127.04
12	1.56	5.2	2.434	27.04	1106.13	2159.71
13	1.56	7.28	2.434	53	1159.33	2192.38
14	1.56	9.36	2.434	87.61	1212.52	2225.06
15	1.56	11.44	2.434	130.9	1265.72	2257.73
16	1.56	13.52	2.434	182.8	1318.92	2290.40
17	1.56	15.6	2.434	243.4	1372.11	2323.07
18	1.56	17.68	2.434	312.6	1425.31	2355.74

19	0	-17.7	0	312.6	47.45	221.91
20	0	-15.6	0	243.4	100.65	254.58
21	0	-13.5	0	182.8	153.84	287.25
22	0	-11.4	0	130.9	207.04	319.92
23	0	-9.36	0	87.61	260.23	352.59
24	0	-7.28	0	53	313.43	385.27
25	0	-5.2	0	27.04	366.63	417.94
26	0	-3.12	0	9.734	419.82	450.61
27	0	-1.04	0	1.082	473.02	483.28
28	0	1.04	0	1.082	526.22	515.95
29	0	3.12	0	9.734	579.41	548.62
30	0	5.2	0	27.04	632.61	581.30
31	0	7.28	0	53	685.80	613.97
32	0	9.36	0	87.61	739.00	646.64
33	0	11.44	0	130.9	792.20	679.31
34	0	13.52	0	182.8	845.39	711.98
35	0	15.6	0	243.4	898.59	744.66
36	0	17.68	0	312.6	951.79	777.33
37	-1.56	-17.7	2.434	312.6	-426.08	-1356.51
38	-1.56	-15.6	2.434	243.4	-372.88	-1323.84
39	-1.56	-13.5	2.434	182.8	-319.68	-1291.17
40	-1.56	-11.4	2.434	130.9	-266.49	-1258.49
41	-1.56	-9.36	2.434	87.61	-213.29	-1225.82
42	-1.56	-7.28	2.434	53	-160.09	-1193.15
43	-1.56	-5.2	2.434	27.04	-106.90	-1160.48
44	-1.56	-3.12	2.434	9.734	-53.70	-1127.81
45	-1.56	-1.04	2.434	1.082	-0.51	-1095.13
46	-1.56	1.04	2.434	1.082	52.69	-1062.46
47	-1.56	3.12	2.434	9.734	105.89	-1029.79
48	-1.56	5.2	2.434	27.04	159.08	-997.12

49	-1.56	7.28	2.434	53	212.28	-964.45
50	-1.56	9.36	2.434	87.61	265.48	-931.77
51	-1.56	11.44	2.434	130.9	318.67	-899.10
52	-1.56	13.52	2.434	182.8	371.87	-866.43
53	-1.56	15.6	2.434	243.4	425.06	-833.76
54	-1.56	17.68	2.434	312.6	478.26	-801.09
				87.61	6288	

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 2355,74 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah. Dalam perhitungan tiang pancang di atas juga ada gaya cabut ke atas sebesar 1356,51 kN

5.1.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.11 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 793,09 kN, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 2355,74 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor DB16 (Abutment) Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan hasilnya ditunjukkan dalam tabel 5.12

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = \text{Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)} \\ = q_c + A_p$$

$$Q_s = \text{Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)} \\ = \sum l_i \cdot f_i + A_{st}$$

$$q_c = 20 \text{ N , untuk clay / silt (ton/m)}$$

$$q_c = 40 \text{ N , untuk sand (ton/m)}$$

$$A_p = \text{Luas penampang tiang (m}^2 \text{)}$$

$$l_i = \text{Panjang segmen yang ditinjau (m)}$$

$$f_i = \text{Gaya geser pad selimut tiang} \\ = N \text{ maksimum } 12 \text{ ton/m}^2 \text{ , untuk clay / silt} \\ = N/5 \text{ maksimum } 10 \text{ ton/m}^2 \text{ , untuk sand}$$

$$A_{st} = \text{Keliling penampang tiang (m)}$$

Data Perencanaan Tiang Pancang :

$$D_{pile} = 0,6 \text{ m}$$

$$A_p = 0,283 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,884 \text{ m}$$

$$SF = 2 \text{ , Untuk beban gempa}$$

$$SF = 3 \text{ , Untuk beban tetap}$$

$$SF = 6 \text{ , Untuk P cabut}$$

Tabel 5. 12 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor DB16

Depth (m)	Jenis Tanah	N SPT	qc ton/m ²	Ap m ²	Ast m	li m	fi ton/m ²	li x fi ton/m
0	Clay	0	0	0.283	1.884	2	0	0
-2	Clay	11	220	0.283	1.884	2	11	22
-4	Clay	7	140	0.283	1.884	2	7	14
-6	Clay	9	180	0.283	1.884	2	9	18
-8	Clay	11	220	0.283	1.884	2	11	22
-10	Clay	15	300	0.283	1.884	2	15	30
-12	Clay	16	320	0.283	1.884	2	16	32
-14	Clay	22	440	0.283	1.884	2	22	44
-16	Sand	33	660	0.283	1.884	2	6.6	13.2
-18	Clay	40	800	0.283	1.884	2	40	80
-20	Clay	29	580	0.283	1.884	2	29	58
-22	Clay	38	760	0.283	1.884	2	38	76
-24	Clay	40	800	0.283	1.884	2	40	80
-26	Clay	43	860	0.283	1.884	2	43	86
-28	Clay	42	840	0.283	1.884	2	42	84
-30	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160
-32	Clay	46	920	0.283	1.884	2	46	92
-34	Clay	45	900	0.283	1.884	2	45	90
-36	Clay	55	1100	0.283	1.884	2	55	110
-38	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160
-40	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor DB16

Depth (m)	$\Sigma f_i \times l_i$ ton/m	Qu kN	P = Qu / SF	
			SF = 2	SF = 3
0	0	0	0	0
-2	22	103.6	51.81	34.54
-4	14	107.4	53.694	35.796
-6	18	152.6	76.302	50.868
-8	22	205.4	102.678	68.452
-10	30	284.5	142.242	94.828
-12	32	350.4	175.212	116.808
-14	44	467.2	233.616	155.744
-16	13.2	554.3	277.1364	184.7576
-18	80	744.6	372.2784	248.1856
-20	58	791.7	395.8284	263.8856
-22	76	985.7	492.8544	328.5696
-24	80	1148	573.8664	382.5776
-26	86	1327	663.3564	442.2376
-28	84	1479	739.6584	493.1056
-30	160	1996	997.7664	665.1776
-32	92	1977	988.3464	658.8976
-34	90	2141	1070.3	713.5336
-36	110	2404	1202.18	801.4536
-38	160	2847	1423.55	949.0336
-40	160	3149	1574.27	1049.514

Pada perhitungan daya dukung tanah didapat Daya Dukung Ijin tanah keras (kedalaman 26 m) sebesar 6633,54 kN, kemudian Daya dukung ijin tanah untuk cabut sebesar 2211,188 kN, dan Pu untuk tanah clay sebesar 3316,782 kN

5.1.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keofisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

- η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang
 D = Diameter taing pancang
 k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x
 m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)
 n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\begin{aligned}
 \eta &= 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\
 &= 1 - \arctan \left(\frac{0,6}{1,56} \right) \times \frac{(3-1)18 + (18-1)3}{90 \cdot 18 \cdot 3} \\
 &= 1 - \arctan 0,3 \times \frac{36 + 51}{4860} \\
 &= 1 - 21,05 \times 0,0179 \\
 &= 1 - 0,3768 \\
 &= 0,6232
 \end{aligned}$$

5.1.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya da momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m
- Tebal (d) = 0,1 m
- Kelas = A1
- Mutu beton (f_c') = 498 MPa
- Allowable axial load = 2527 kN
- Axial load ultimate = 5054 kN
- Bending momen crack = 170 kN
- Bending momen ultimit = 250 kN
- Modulus elastisitas beton = 3337,19 MPa
- Momen inersia TP = $1/64 \times \pi \times (D^4 - d^4)$
= 635682 cm⁴

5.1.2.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

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

- Berdasarkan kekutan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 2355,74 kN

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 26 m diperoleh Q_{ijin} seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5. 13 Resume P_{ijin} tiang pancang Ø0,6m kedalaman 26 m

Data tanah	P ijin beban sementara kN	P ijin beban tetap kN
DB16	4134,114	2756,076

Daya dukung tanah cabut sebesar 2211,188 kN lebih besar dari P cabut beban sebesar 1356,51 kN

– Berdasarkan Daya dukung tanah dan Bahan

Gaya aksial ultimate daya dukung tanah sebesar 3316.782 kN kurang dari Axial load ultimate bahan sebesar 5054 kN

5.1.2.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Tekanan tanah dinamis akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment)

$$\begin{aligned} H_x &= 250 \text{ kN} + 4847,251 + 6309,127 + 14232,68 \\ &= 25639,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + Abutment) dan beban angin

$$\begin{aligned} H_y &= 1454,175 + 1892,738 + 16,406 \\ &= 3363,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} \\
 &= 657361287 + 11311920.09 \\
 &= 25858.72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{H per tiang} &= \frac{H}{\text{Juml. Tiang}} \\
 &= \frac{29046.3}{54} \\
 &= 537.894 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kemampuan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \delta a \\
 \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0.25} \\
 k &= 0.2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}
 \end{aligned}$$

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 cm
- y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm
- E_o = Modulus deformasi tanah
= 28 N-SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

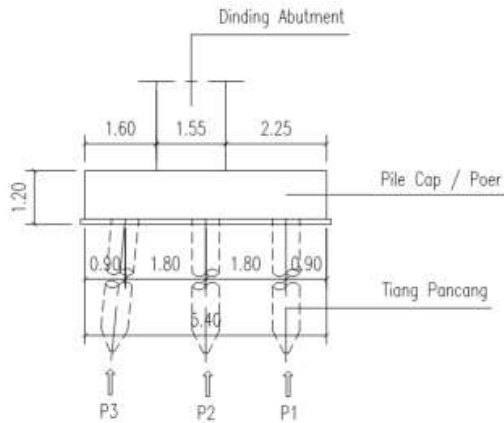
$$k = 0.2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.2 \times 28 \times 12.08 \times 0.046 \times 1 \\
 &= 3.137 \\
 \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0.25} \\
 &= \left(\frac{3.137118 \times 60}{4 \times 338921.8 \times 635682} \right)^{0.25} \\
 &= 0.003844
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \delta_a \\
 &= \frac{3.137 \times 60}{0.003844} \times 1 \\
 &= 48962.26 \text{ kg} \\
 &= 489.6226 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H \text{ per tiang} &< H_a \\
 537.894 \text{ kN} &> 489.6226 \text{ kN} \quad \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan kontrol beban horizontal diatas memastikan bahwa tiang pancang tegak tidak mampu menahan gaya horizontal dari pembebanan tiang pancang di atas, maka harus ada tiang pancang yang miring :



Gambar 5. 8 Tiang pancang miring abutmen

H_a' = Gaya horizontal miring pada tiang pancang (kN)

PDDT = Gaya tiang aksial dari daya dukung tanah (kN)

H_a = Gaya horizontal ijin (kN)

$$\begin{aligned}
 H_a' &= \frac{P_{DDT}}{\sqrt{(1 + 100)}} \\
 &= \frac{6633.564}{10.04988} \\
 &= 660.064 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$H < H_a + H_a'$

29046,3 kN < (Jml. TP tegak x H_a) + (Jml. TP miring x H_a')

29046,3 kN < (36 x 489,63) + (18 x 660,07)

29046,3 kN < 29507,57 kN → (OK)

5.1.2.5.3 Kontrol terhadap Momen

Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan persamaan :

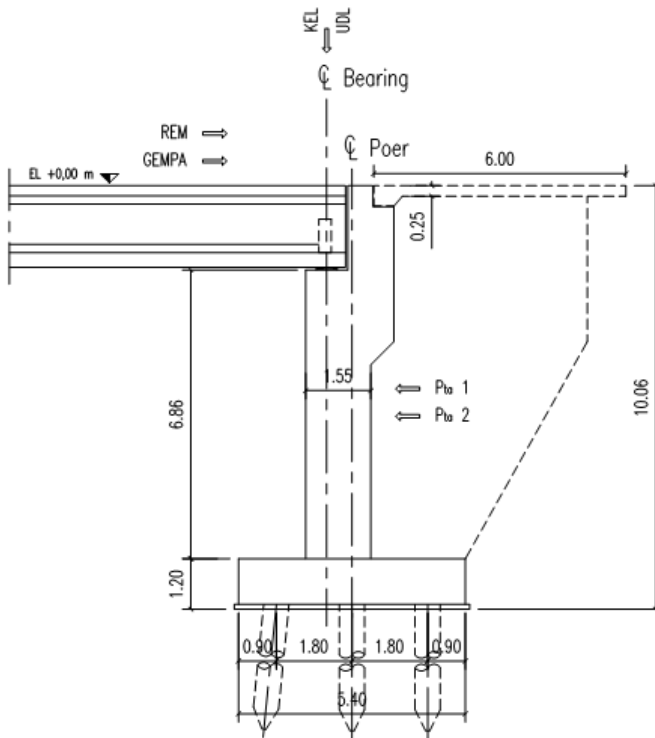
$$\begin{aligned}
 M_m &= 0.2079 \times \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right) \\
 &= 0.2079 \times \left(\frac{47886.51}{2 \times 0.003844} \right) \\
 &= 1294843 \text{ kg.cm} \\
 &= 129.4843 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{crack}} &> M_{\text{max}} \\
 170 \text{ kN} &> 129.4843 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.1.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap

5.1.3.1 Analisis gaya dan momen Poer



Gambar 5. 9 Beban pada Poer Abutment

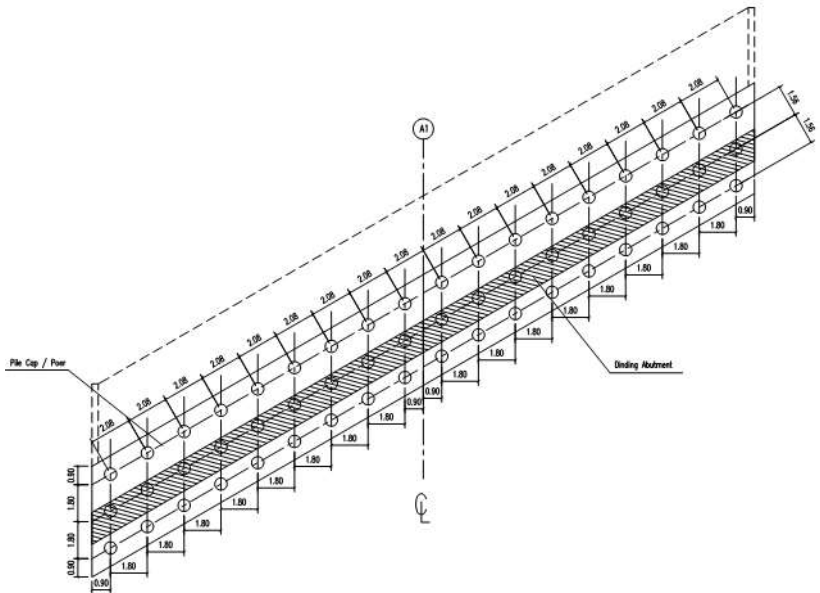
Tabel 5. 14 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas	9180.4			
	Abutment	17798.92			0.617
	Tek. Tanah Aktif 1		1999.017		
	Tek. Tanah Aktif 2		14326.29		
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL	6106.88			
	Beban Rem		250		
	Beban Angin			16.406	
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		4847.251	4847.251	
	Eq Abutment		6309.127	6309.127	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		14232.68		

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	URAIAN	y	z	Mx	My
		m	m	kN.m	kN.m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas				
	Abutment			10982.86	
	Tek. Tanah Aktif 1		4.3	8595.772	
	Tek. Tanah Aktif 2		2.867	41068.69	
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL				
	Beban Rem		9.92	2480	

	Beban Angin		9.92		162.75
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		9.92	48763.35	48763.35
	Eq Abutment		4.316	40559.09	40559.09
	Eq Tek. Tanah Dinamis		4.3	61200.52	



Gambar 5. 10 Konfigurasi tiang pancang abutment

- x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1.56 m
 y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 2.08 m
 n = Jumlah Tiang Pancang
 = 54

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung Poer adalah

– **Kombinasi 1** (**1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta**)

$$\begin{aligned} V_u &= 47286.87 \text{ kN} \\ H_x &= 20656.63 \text{ kN} \\ H_y &= 19.69 \text{ kN} \\ M_x &= 81318.29 \text{ kN.m} \\ M_y &= 195.30 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– **Kombinasi 2** (**1,3D + 30%Ex + Ey + PaG**)

$$\begin{aligned} V_u &= 35073.11 \text{ kN} \\ H_x &= 18506.20 \text{ kN} \\ H_y &= 14245.08 \text{ kN} \\ M_x &= 102071.4 \text{ kN.m} \\ M_y &= 88643.82 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– **Kombinasi 3** (**1,3D + Ex + 30%Ey + PaG**)

$$\begin{aligned} V_u &= 35073.11 \text{ kN} \\ H_x &= 28477.76 \text{ kN} \\ H_y &= 4273.52 \text{ kN} \\ M_x &= 265081.3 \text{ kN.m} \\ M_y &= 26593.15 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)

- V = Total gaya aksial (kN)
 n = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (kN.m)
 M_y = Momen sumbu y (kN.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

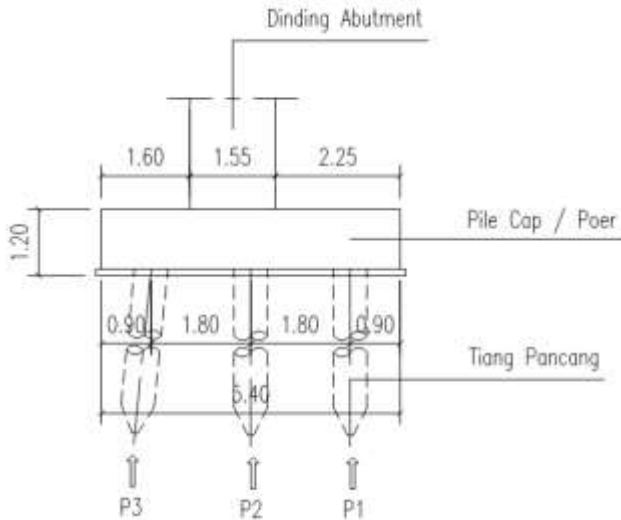
Tabel 5. 15 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.56	-17.7	2.434	312.6	650.53	1940.94	377.75
2	1.56	-15.6	2.434	243.4	677.43	1974.70	465.43
3	1.56	-13.5	2.434	182.8	704.33	2008.47	553.11
4	1.56	-11.4	2.434	130.9	731.22	2042.23	640.79
5	1.56	-9.36	2.434	87.61	758.12	2075.99	728.47
6	1.56	-7.28	2.434	53	785.02	2109.75	816.15
7	1.56	-5.2	2.434	27.04	811.92	2143.51	903.83
8	1.56	-3.12	2.434	9.734	838.81	2177.27	991.51
9	1.56	-1.04	2.434	1.082	865.71	2211.04	1079.19
10	1.56	1.04	2.434	1.082	892.61	2244.80	1166.87
11	1.56	3.12	2.434	9.734	919.51	2278.56	1254.55
12	1.56	5.2	2.434	27.04	946.40	2312.32	1342.23
13	1.56	7.28	2.434	53	973.30	2346.08	1429.91
14	1.56	9.36	2.434	87.61	1000.20	2379.85	1517.59
15	1.56	11.44	2.434	130.9	1027.10	2413.61	1605.27
16	1.56	13.52	2.434	182.8	1053.99	2447.37	1692.95
17	1.56	15.6	2.434	243.4	1080.89	2481.13	1780.63
18	1.56	17.68	2.434	312.6	1107.79	2514.89	1868.31
19	0	-17.7	0	312.6	647.06	362.53	-95.78
20	0	-15.6	0	243.4	673.95	396.29	-8.10

21	0	-13.5	0	182.8	700.85	430.05	79.58
22	0	-11.4	0	130.9	727.75	463.81	167.26
23	0	-9.36	0	87.61	754.64	497.57	254.94
24	0	-7.28	0	53	781.54	531.34	342.62
25	0	-5.2	0	27.04	808.44	565.10	430.30
26	0	-3.12	0	9.734	835.34	598.86	517.98
27	0	-1.04	0	1.082	862.23	632.62	605.66
28	0	1.04	0	1.082	889.13	666.38	693.34
29	0	3.12	0	9.734	916.03	700.14	781.02
30	0	5.2	0	27.04	942.93	733.91	868.70
31	0	7.28	0	53	969.82	767.67	956.38
32	0	9.36	0	87.61	996.72	801.43	1044.06
33	0	11.44	0	130.9	1023.62	835.19	1131.74
34	0	13.52	0	182.8	1050.52	868.95	1219.42
35	0	15.6	0	243.4	1077.41	902.72	1307.10
36	0	17.68	0	312.6	1104.31	936.48	1394.78
37	-1.56	-17.7	2.434	312.6	643.58	-1215.89	-569.30
38	-1.56	-15.6	2.434	243.4	670.47	-1182.13	-481.62
39	-1.56	-13.5	2.434	182.8	697.37	-1148.37	-393.94
40	-1.56	-11.4	2.434	130.9	724.27	-1114.60	-306.26
41	-1.56	-9.36	2.434	87.61	751.17	-1080.84	-218.58
42	-1.56	-7.28	2.434	53	778.06	-1047.08	-130.90
43	-1.56	-5.2	2.434	27.04	804.96	-1013.32	-43.22
44	-1.56	-3.12	2.434	9.734	831.86	-979.56	44.46
45	-1.56	-1.04	2.434	1.082	858.76	-945.79	132.14
46	-1.56	1.04	2.434	1.082	885.65	-912.03	219.82
47	-1.56	3.12	2.434	9.734	912.55	-878.27	307.50
48	-1.56	5.2	2.434	27.04	939.45	-844.51	395.18
49	-1.56	7.28	2.434	53	966.35	-810.75	482.86
50	-1.56	9.36	2.434	87.61	993.24	-776.99	570.54

51	-1.56	11.44	2.434	130.9	1020.14	-743.22	658.22
52	-1.56	13.52	2.434	182.8	1047.04	-709.46	745.90
53	-1.56	15.6	2.434	243.4	1073.94	-675.70	833.58
54	-1.56	17.68	2.434	312.6	1100.83	-641.94	921.26
			87.61	6288			

Perhitungan Momen



Gambar 5. 11 Analisis Gaya dan Momen pada Poer

Tabel 5. 16 Perhitungan reaksi tiang pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	15824.89	40102.52	20214.48
$\Sigma P2$	15762.29	11691.04	11691.04
$\Sigma P3$	15699.69	-16720.4	3167.59

Tabel 5. 17 Perhitungan momen Poer

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1.56	24686.82	62559.93	31534.59
$\Sigma P2$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma P3$	1.56	24491.52	-26083.9	4941.45

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 (1,3 D + 30%Ex + Ey + PaG). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah

$$\begin{aligned} Mu &= 62559,93 \text{ kN.m} \\ &= 1672,725 \text{ kN.m/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.3.2 Perhitungan penulangan Poer

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 1150 \text{ mm} \\ h &= 1200 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 32 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1672.725 \text{ kN.m/m}^2 \\ Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{1672.725}{0.8} = 2090.907 \text{ kN.m} \\ \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \end{aligned}$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2091 \times 10^6}{1000 \times 1322500} \\ &= 1.581 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.581}{400}} \right) \\ &= 0.0041 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ \quad \quad 0.0035 < 0.0041 < 0.0203 \quad \quad \text{OK} \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0041$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0041 \times 1000 \times 1150 \\ &= 4729.228 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803.84 \times 1000}{4729.228} \\ &= 169.97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 150 ($A_s = 5358.9 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 4251.96 \\ &= 850.392 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{850.392} \\
 &= 236.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tul. bagi D16 – 200 mm (As = 1004,8 mm²)

– **Tulangan Tekan**

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
 &= 0.004 \times 1000 \times 1150 \\
 &= 4025 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 29

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\
 &= 660.185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{660.185 \times 1000}{4025} \\
 &= 164.02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tul. tekan D29 – 150 mm (As = 4401,233 mm²)

– **Kontrol Geser Pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} b &= \text{Keliling tiang pancang} + \text{tebal poer (mm)} \\ &= (\pi \times \varnothing_{TP}) + H \\ &= 1884 + 1200 \\ &= 3084 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{Tebal efektif poer (mm)} \\ &= h_{\text{pons}} - d' \\ &= 1200 - 50 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3584 \times 1200 \\ &= 2949583 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P_{\text{maks}}}{\phi} \\ &= \frac{1040.00}{0.7} \\ &= 1485.714 \text{ N} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

– **Penulangan Geser**

$$\begin{array}{llll}
 V_u & = & 967982.4 & \text{N} & B & = & 1000 & \text{mm} \\
 f_c' & = & 25 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\
 f_y & = & 240 & \text{MPa} & d & = & 1150 & \text{mm} \\
 h & = & 1200 & \text{mm} & \phi_v & = & 0.75 &
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c & = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 & = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1150 \\
 & = 956414.7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} & = \frac{b_w \times d}{3} \\
 & = \frac{1000 \times 1150}{3} \\
 & = 383333.3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $967982.4 > 358655.5$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $358655.5 < 967982.4 > 717311.1$ **NOT OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$
 $717311.1 < 967982.4 < 1004811$ **OK**

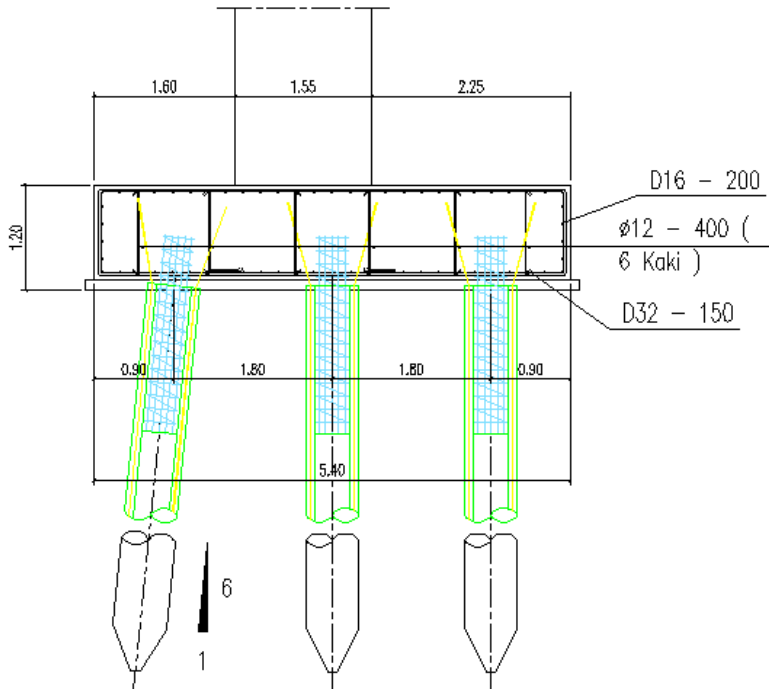
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $1004811 > 967982.4 < 2151933$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $2151933 > 967982.4 < 3586555$ **NOT OK**

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

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 678.24 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{678.24 \times 240 \times 1150}{383333.3} \\
 &= 448.332 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : \emptyset 12 – 400 (6 Kaki)



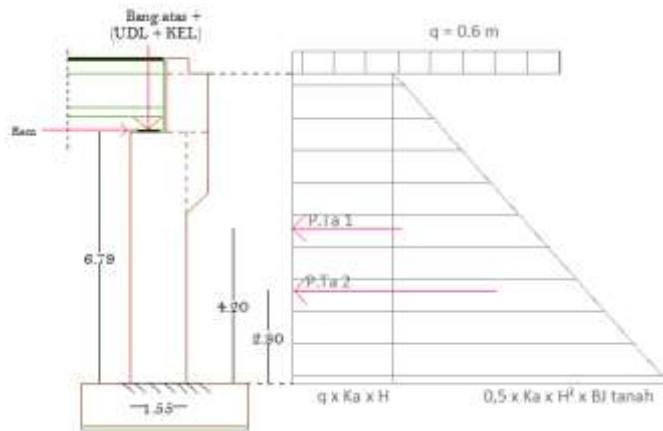
Gambar 5. 12 Sketsa penulangan pile cap abutmen

5.1.4 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan dinding abutment

5.1.4.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment

Analisis pembebanan dinding abutment ditunjukkan pada Gambar 5.x dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah, beban rem dan beban gempa.



Gambar 5. 13 Analisa pembebanan pada dinding abutment

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times Wc \\
 &= 6.68 \times 1.55 \times 25 \\
 &= 258.9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

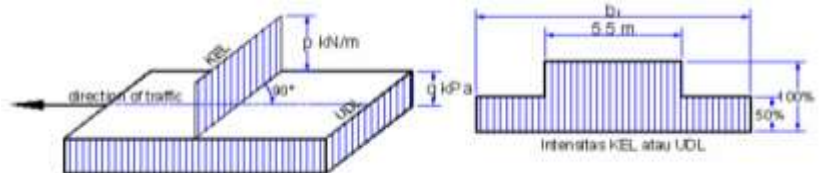
2. Berat Kobel Belakang

$$\begin{aligned}
 q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times Wc \\
 &= 3.475 \times 0.55 \times 25 \\
 &= 47.78 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Berat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times Wc \\
 &= 2 \times 0.6 \times 25 \\
 &= 30 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Hidup Lalu Lintas



Gambar 5.14 Asumsi beban hidup lalu lintas

Lebar perkerasan jembatan (b)	: 37.4 m
Beban BGT (P_{BGT})	: 49 kN/m
Faktor beban dinamis ($1 + DLA$)	: 1,4
Beban BTR (q_{BTR})	: 9 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= 4826.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times$$

$$\begin{aligned} & (1 + DLA))) \\ & = 1471.47 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q_{\text{BTR}} = \frac{V_{\text{BTR}}}{B_y} = \frac{4826.25}{37.4} = 129.04 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{BGT}} = \frac{V_{\text{BGT}}}{B_y} = \frac{1471.47}{37.4} = 39.34 \text{ kN/m}$$

5. Beban 1/2 Struktur Atas

$$q_{\text{abt}} = \frac{V_{\text{abt}}}{B_y} = \frac{9180.4}{37.4} = 245.4652 \text{ kN/m}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} & = 8,6 \text{ m} \\ \text{Berat Jenis tanah (} \gamma t \text{)} & = 17,2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} & = 14,3^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif (} K_a \text{)} & = 0,604 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q & = 0.6 \times \gamma t \\ & = 10.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{Ta1}} & = q \times K_a \times H \\ & = 55.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{Ta2}} & = 0.5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\ & = 407.66 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 8,6 \text{ m}$$

Berat Jenis tanah (γt)	=	17,2 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	=	14,3°
Koefisien tanah aktif (K_a)	=	0,604
Koefisien gempa horizontal (K_h)	=	0,163
Koef. Tek. tanah dinamis (K_{AE})	=	0,6

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{17.2 \times 78.5}{2} \times 1 \times 0.6 \\
 &= 404.9938 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0.528 \\
 R \text{ bang. Bawah} &= 1.5 \\
 R \text{ bang. Atas} &= 1
 \end{aligned}$$

W set. Bang. Atas	=	9180.4 kN
Beban Sendiri Breast Wall	=	9680.99 kN
Berat Korbel	=	1787.019 kN
Berat longitudinal stopper	=	1122 kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 9180.4 & &= \frac{4847.25}{37.4} \\
 &= 4847.251 \text{ kN} & &= 129.61 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1.5} \times 9680.99 & &= \frac{3407.71}{37.4} \\
 &= 3407.708 \text{ kN} & &= 91.12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Korbel :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1.5} \times 1787.02 & &= \frac{629.03}{37.4} \\
 &= 629.0306 \text{ kN} & &= 16.82 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Longitudinal Stopper :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1.5} \times 1122.00 & &= \frac{394.94}{37.4} \\
 &= 394.944 \text{ kN} & &= 10.56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

9. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 T_B &= 250 \text{ kN} \\
 q &= \frac{T_B}{B_y} = \frac{250}{37.4} \\
 &= 6.684 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding

- Kombinasi 1 ($1,3D + 2L + 2T_B + 1,2T_{EW} + 1,25T_a$)

Tabel 5. 18 Kombinasi 1 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	437.62		0	0.00
2	Berat korbrel	1.30	62.12		1.05	65.22
3	Berat long stop	1.30	39.00		0.53	20.67
4	Tek. Aktif 1	1.25		69.02	0	0.00
5	Tek. Aktif 2	1.25		509.57	2.953	1504.94
5	UDL + P _{KEL}	2.00	336.78		0.280	94.30
6	Beban Rem	2.00		13.37	8.86	118.45
	Total		875.51	591.96		1803.57

- Kombinasi 2 ($1,3D + 1E_Q + 1T_{aq}$)

Tabel 5. 19 Kombinasi 2 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	437.62		0	0.00
2	Gempa Bang. Atas	1.00		129.61	8.86	1148.31
3	Gempa Breast Wall	1.00		91.12	3.43	312.53
4	Gempa Korbrel	1.00		16.82	6.50	109.32
5	Gempa Long Stop	1.00		10.56	7.86	83.00
6	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		404.99	4.43	1794.12
	Total		437.62	653.09		3447.28

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar : 3447,28 kN.m/m'

5.1.4.3 Perhitungan penulangan Dinding Abutment

- Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 1500 \text{ mm} \\ h &= 1550 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 32 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 22 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 3447.279 \text{ kN.m/m'} \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{3447.279}{0.8} = 4309.099 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{4309.099 \times 10^6}{1000 \times 2250000} \\ &= 1.915 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.915}{400}} \right) \\ &= 0.0050 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0.0035 < 0.0050 < 0.0203 \quad \text{OK} \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0050$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0050 \times 1000 \times 1500 \\ &= 7539.977 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{803.84 \times 1000}{7539.98} \\
 &= 106.61 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100 (As = 8038.4 mm²)

– **Penulangan Bagi**

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 7539.98 \\
 &= 850.392 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 22

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\
 &= 379.94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{379.94 \times 1000}{850.392} \\
 &= 251.95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D22 – 200 (As = 1899.7 mm²)

– **Tulangan Tekan**

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.004 \times 1000 \times 1500 \\ &= 5250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 29

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660.185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{379.94 \times 1000}{850.392} \\ &= 251.95 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D22 – 200 ($A_s = 1899.7 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan Geser**

$$\begin{array}{ll} V_u &= 875512.7 \text{ N} & B &= 1000 \text{ mm} \\ f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 1500 \text{ mm} \\ h &= 1550 \text{ mm} & \phi_v &= 0.75 \end{array}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1500$$

$$= 1250000 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b_w \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 1500}{3}$$

$$= 500000 \text{ N}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $875512.7 > 468750$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $468750 < 875512.7 < 937500$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$
 $937500 > 875512.7 < 1312500$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $1312500 > 875512.7 < 2812500$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $2812500 > 875512.7 < 4687500$ **NOT OK**

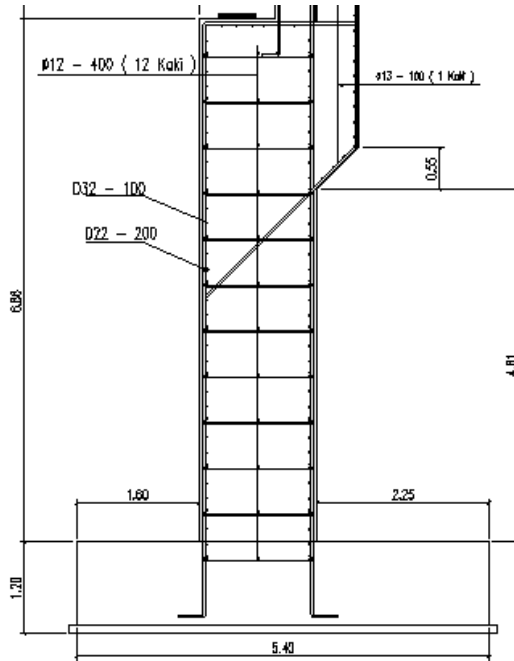
Didapat perhitungan di atas Kondisi 2 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 12 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 12 \times A_s \\
 &= 12 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 12 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 1356.48 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{1356.48 \times 240 \times 1500}{500000} \\
 &= 976.67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : \emptyset 12 – 400 (12 Kaki)



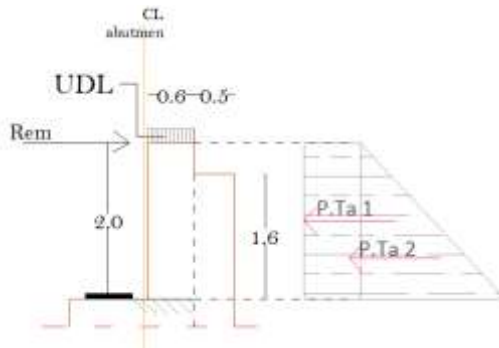
Gambar 5. 15 Sketsa penulangan breast wall

5.1.5 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper

5.1.5.1 Analisis Pembebanan Langitudinal Stopper

Analisis pembebanan Longitudinal stopper ditunjukkan pada gambar 5.17 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbek, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5. 16 Pembebanan pada longitudinal stopper

1. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times Wc \\
 &= 2 \times 0.6 \times 25 \\
 &= 30 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Korbek Belakang

$$\begin{aligned}
 q &= H \times L \times Wc \\
 &= 1.5 \times 0.5 \times 25
 \end{aligned}$$

$$= 18.75 \quad \text{kN/m}$$

3. Beban Rem

$$\begin{aligned} T_B &= 250 \quad \text{kN} \\ q &= \frac{T_B}{B_y} = \frac{250}{37.4} \\ &= 6.684 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 2 \text{ m} \\ \text{Berat Jenis tanah (} \gamma t \text{)} &= 17,2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 14,3^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0,604 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 0.6 \quad \times \quad \gamma t \\ &= 10.32 \quad \text{kN/m}^2 \\ P_{Ta1} &= q \quad \times \quad K_a \quad \times \quad H \\ &= 12.46 \quad \text{kN} \\ P_{Ta2} &= 0.5 \quad \times \quad K_a \quad \times \quad \gamma t \quad \times \quad H^2 \\ &= 20.77 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 2 \text{ m} \\ \text{Berat Jenis tanah (} \gamma t \text{)} &= 17,2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 14,3^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0,604 \\ \text{Koefisien gempa horizontal (} K_h \text{)} &= 0,163 \\ \text{Koef. Tek. tanah dinamis (} K_{AE} \text{)} &= 0,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{17.2 \times 4}{2} \times 1 \times 0.6 \\
 &= 20.637 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0.528 \\
 R \text{ bang. Bawah} &= 1.5 \\
 R \text{ bang. Atas} &= 1 \\
 W \text{ set. Bang. Atas} &= 9180.4 \text{ kN} \\
 \text{Beban Sendiri Long Stopper} &= 1122.00 \text{ kN} \\
 \text{Berat Korbél} &= 701.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 9180.4 & &= \frac{4847.25}{37.4} \\
 &= 4847.251 \text{ kN} & &= 129.61 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper :

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\
 &= \frac{0.528}{1.5} \times 1122.00 & &= \frac{394.94}{37.4} \\
 &= 394.944 \text{ kN} & &= 10.56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

- Kombinasi 1 ($1,3D + 2L + 2TB + 1,2TEW + 1,25Ta$)

Tabel 5. 20 Kombinasi 1 long stopper abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	63.38		1	63.38
2	Tek. Aktif 1	1.25		12.46	1	12.46
3	Tek. Aktif 2	1.25		20.77	0.667	13.85
4	Beban rem	2.00		6.68	2	13.37
	Total		63.38	39.92		103.06

- Kombinasi 2 ($1,3D + 1E_Q + 1Ta_q$)

Tabel 5. 21 Kombinasi 2 long stopper abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	63.38		1	63.38
2	Beban Gempa	1.25		146.77	2	293.53
3	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		20.64	1	20.64
	Total		63.38	167.40		377.54

Untuk penulangan long stopper dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 ($1,3D + 1E_Q + 1Ta_q$). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan long stopper sebesar : 377,54 kN.m/m'

5.1.5.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper

– Penulangan lentur

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 25 & \text{Mpa} & d' = 30 & \text{mm} \\
 f_y = 400 & \text{Mpa} & d = 570 & \text{mm} \\
 h = 600 & \text{mm} & \emptyset_{\text{utama}} = 25 & \text{mm} \\
 b = 1000 & \text{mm} & \emptyset_{\text{bagi}} = 16 & \text{mm}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 M_u = 377.543 \quad \text{kN.m/m}' \\
 M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{377.543}{0.8} = 471.929 \quad \text{kN.m}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270938 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{471.929 \times 10^6}{1000 \times 324900} \\
 &= 1.453 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.453}{400}} \right) \\
 &= 0.0038
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\
 0.0035 < 0.0038 < 0.0203 \quad \text{OK}
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0038$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0038 \times 1000 \times 570 \\
 &= 2146.227 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 25$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\
 &= 490.625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{490.625 \times 1000}{2146.23} \\
 &= 228.60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 200 (As = 2453,125 mm²)

– **Tulangan Pembagi**

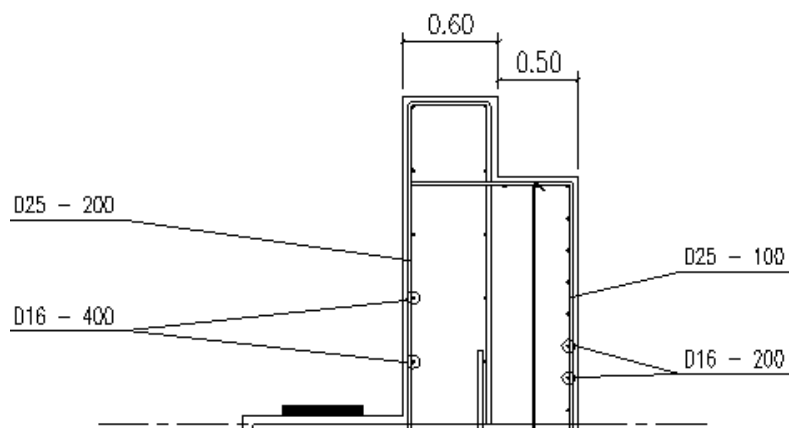
$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 2146.23 \\
 &= 429.245 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200.96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{429.25} \\
 &= 468.17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tul. bagi D22 – 400 mm (As = 502,4 mm²)



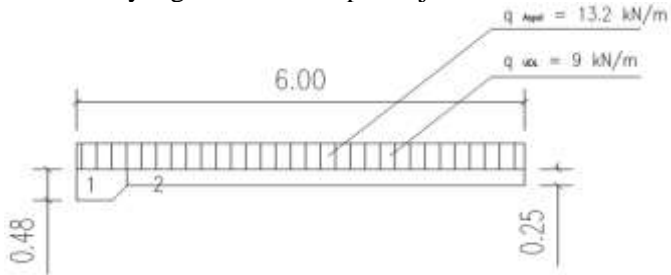
Gambar 5. 17 *Sketsa penulangan long stopper*

5.1.6 Perhitungan Plat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbel belakang abutment. Fungsi plat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

5.1.6.1 Analisis Pembebanan Plat Injak

Plat injak di desain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat di atas plat injak



Gambar 5. 18 Pembebanan pada Plat Injak Abutment

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times Wc \\
 &= 0.48 \quad \times \quad 0.68 \quad \times \quad 25 \\
 &= 8.16 \quad \text{kN/m} \\
 q_2 &= H \times L \times Wc \\
 &= 0.25 \quad \times \quad 5.32 \quad \times \quad 25 \\
 &= 33.25 \quad \text{kN/m} \\
 q &= q_1 + q_2 \\
 &= 41.41 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0.1 \times 6 \times 22 \\ &= 13.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Genangan Air Hujan

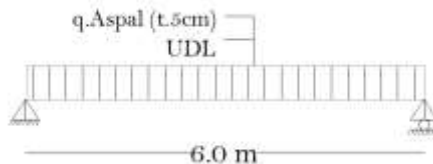
$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0.1 \times 6 \times 9.8 \\ &= 5.88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban UDL

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ KN/m}^2 \\ q_{UDL} &= q \times L \\ &= 9 \times 6 \\ &= 54 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat Injak

Perhitungan momen pada plat injak di modelkan dengan perletakan Sendi – Rol, sendi yang ditumpu oleh korbel belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan



Gambar 5. 19 Permodelan momen pada plat injak

Tabel 5. 22 Rekapitulasi beban pada plat injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1.30	53.83	6	242.25
2	Beban UDL	1.30	70.20	6	315.90
3	Beban Aspal	2.00	26.40	6	118.80
4	Beban Air Hujan	2.00	11.76	6	52.92
	Total		150.43		676.95

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : $676.96 \text{ kN.m}/6 \text{ m} = 112,82 \text{ kN.m/m}^2$

5.1.6.3 Perhitungan Penulangan Plat Injak

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 300 \text{ mm} \\
 h &= 250 \text{ mm} & \phi_{\text{utama}} &= 16 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \phi_{\text{bagi}} &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 112.82 \text{ kN.m/m}^2 \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{112.82}{0.8} = 141.031 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{141.031 \times 10^6}{1000 \times 48400} \\ &= 1.453 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.453}{400}} \right) \\ &= 0.0076 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ \quad \quad 0.0035 < 0.0076 < 0.0203 \quad \quad \text{OK} \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0076$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0076 \times 1000 \times 220 \\
 &= 1731.383 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200.96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{1731.38} \\
 &= 116.07 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100 ($A_s = 2009,6 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan bagi**

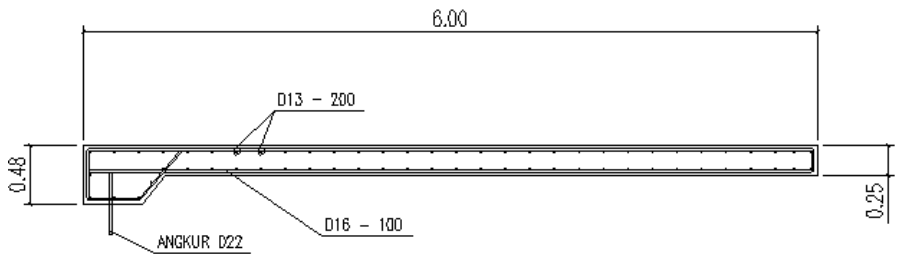
$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 1731.383 \\
 &= 346.276 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 13

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132.665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{346.28} \\
 &= 383.12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 200 (As = 663,325 mm²)



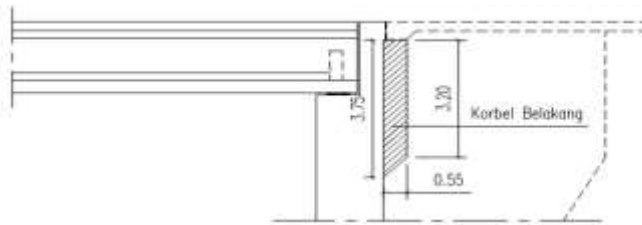
Gambar 5. 20 *Sketsa penulangan plat injak*

5.1.7 Perhitungan Korbrel Tumpuan Plat Injak

Perhitungan analisis korbrel belakang abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan Korbrel Belakang :

5.1.7.1 Analisis Pembebanan Korbrel Belakang

Analisis pembebanan korbrel belakang abutment ditunjukkan pada gambar 5.21 dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri korbrel belakang , berat plat injak, dan beban hidup UDL



Gambar 5. 21 Pembebanan pada Korbrel Belakang

1. Berat Sendiri Korbrel Belakang

$$\begin{aligned}
 q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times Wc \\
 &= 3.475 \quad \times \quad 0.55 \quad \times \quad 25 \\
 &= 47.78 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban Plat Injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times Wc \\
 &= 0.48 \quad \times \quad 0.68 \quad \times \quad 25 \\
 &= 8.16 \quad \text{kN/m} \\
 q_2 &= H \times L \times Wc
 \end{aligned}$$

$$= 0.25 \times 5.32 \times 25$$

$$= 33.25 \text{ kN/m}$$

$$q = q_1 + q_2$$

$$= 41.41 \text{ kN/m}$$

3. Beban Aspal

$$q = t_a \times L \times W_a$$

$$= 0.1 \times 6 \times 22$$

$$= 13.2 \text{ kN/m}$$

4. Beban Genangan Air Hujan

$$q = t_h \times L \times W_w$$

$$= 0.05 \times 6 \times 9.8$$

$$= 2.94 \text{ kN/m}$$

5. Beban Hidup UDL

$$L = 6 \text{ m} \qquad q_{UDL} = q \times L$$

$$q = 9 \text{ kN/m}^2 \qquad = 9 \times 6$$

$$\qquad \qquad \qquad = 54 \text{ kN/m}$$

5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel

Tabel 5. 23 Rekapitulasi pembebanan pada Korbel belakang

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1.30	62.12	0.23	14.29
2	Berat Plat Injak	1.30	53.83	3	161.50
3	Beban Aspal	2.00	26.40	3	79.20
4	Beban Air Hujan	2.00	5.88	3	17.64

5	Beban UDL	2.00	108.00	3	324.00
	Total		256.23		596.63

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : 596,63 kN.m

5.1.7.3 Perhitungan Penulangan Korbel Belakang

– Penulangan lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 520 \text{ mm} \\
 h &= 550 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 25 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 596.625 \text{ kN.m/m'} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{596.625}{0.8} = 745.782 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

$$= 0.75 \times 0.0270938$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

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

$$= \frac{745.782 \times 10^6}{1000 \times 270400}$$

$$= 2.758 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2.758}{400}} \right)$$

$$= 0.0074$$

$$\text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.0074 < 0.0203 \quad \text{OK}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0074$

Luas tulangan yang diperlukan

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

$$= 0.0074 \times 1000 \times 520$$

$$= 3855.638 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{490.625 \times 1000}{3855.64} \\ &= 127.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 100 ($A_s = 4906,25 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagai**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3855.638 \\ &= 771.1276 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{As perlu} \\
 = & \frac{200.96 \times 1000}{771.13} \\
 = & 260.61 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 200 (As = 1004,8 mm²)

– **Tulangan Geser**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 256228.6 \text{ N} & B &= 1000 \text{ mm} \\
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 520 \text{ mm} \\
 h &= 550 \text{ mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 520 \\
 &= 432456.8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 520}{3} \\
 &= 173333.3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

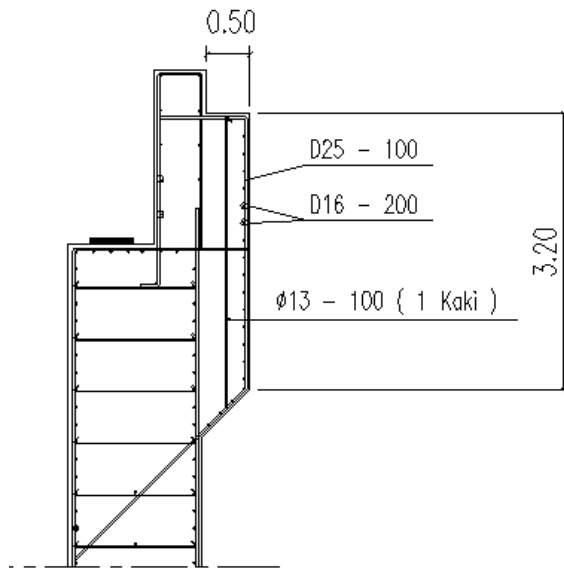
1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $256228.6 > 162174.7$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $162174.7 < 256228.6 < 324349.3$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $324349.3 > 256228.6 < 454349.3$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $454349.3 > 256228.6 < 973048$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $973048 > 256228.6 < 1621747$ **NOT OK**

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

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 226.08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{678.24 \times 240 \times 520}{173333.3} \\
 &= 162.778 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 13 - 100$ (1 Kaki)



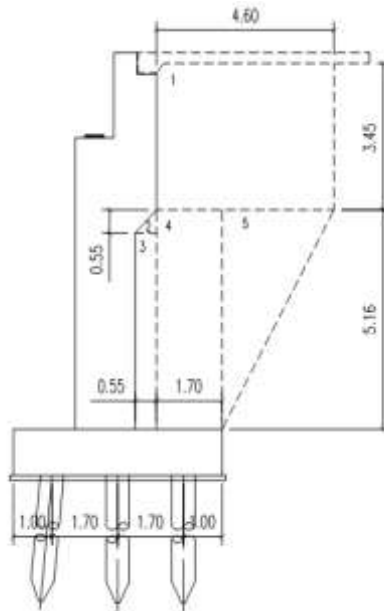
Gambar 5. 22 Sketsa penulangan korbel belakang

5.1.8 Perhitungan Wing Wall

Fungsi dari wing wall (tembok sayap) adalah mencegah terjadinya longsoran pada timbunan tanah dari oprit jembatan, terutama longsorah ke samping.

5.1.8.1 Analisis Pembebanan pada Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan tanah aktif sebagai beban ultimit



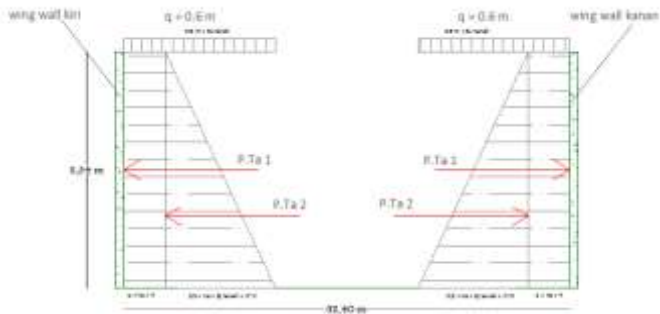
Gambar 5. 23 Pembabanan pada wing wall akibat beban sendiri

1. Berat Sendiri Wing Wall

Tabel 5. 24 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall

Bag	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	4.761	119	2.3	1.3	355.8848
2	0.045	1.134	0.183	1.3	0.269868
3	0.761	19.02	0.28	1.3	6.921915
4	2.632	65.79	1.4	1.3	119.7378
5	2.245	56.12	3.21	1.3	234.1679
Total					716.98

2. Beban Tekanan Tanah Aktif



Gambar 5. 24 Pembebanan wing wall akibat tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 8,61 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis tanah (} \gamma t \text{)} &= 17,2 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 14,3^\circ \\
 \text{Koefisien tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0,604
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 0.6 \times \gamma t \\
 &= 10.32 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{TA1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 53.66 \text{ kN} \\
 P_{TA2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 384.98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 25 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mu kN.m
P _{TA 1}	53.66	2.3	1.25	154.2589
P _{TA 2}	384.98	1.533	1.25	737.8716
			Total	892.13

5.1.8.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall

– Penulangan lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 270 \text{ mm} \\
 h &= 300 \text{ mm} & \emptyset_{utama} &= 22 \text{ mm} \\
 b &= 8610 \text{ mm} & \emptyset_{bagi} &= 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1609.113 \text{ kN.m/m}' \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{1609.113}{0.8} = 2011.391 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2011.391 \times 10^6}{1000 \times 72900} \\ &= 3.205 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 3.205}{400}} \right) \\ &= 0.0074\end{aligned}$$

$$\text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.0087 < 0.0203 \quad \text{OK}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0087$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0087 \times 8610 \times 270 \\ &= 20298.89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 22$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379.94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{379.94 \times 8610}{20298.89} \\ &= 161.16 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama $D22 - 150$ ($A_s = 21808,56 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan pembagi**

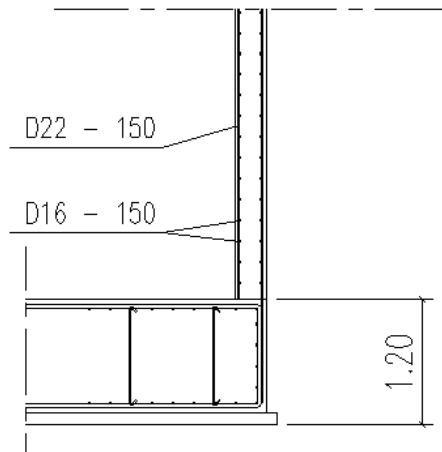
$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 20298.89 \\ &= 10149.45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 8610}{10149.45} \\ &= 170.48 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 150 ($A_s = 11535,1 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 25 Sketsa penulangan wing wall

5.2 Perencanaan Pilar

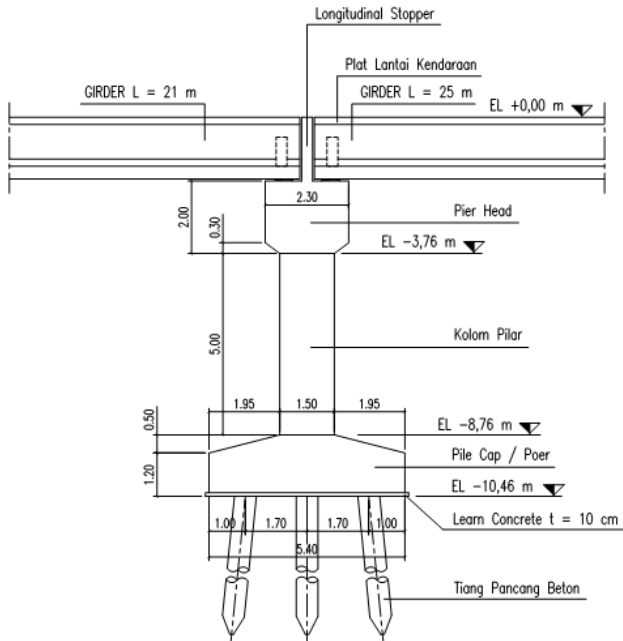
5.2.1 Desain Dimensi Pilar

Dalam perencanaan pilar menggunakan acuan dari peraturan *BMS BDM 1992* dan *BMS BDC 1992*. Pilar terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen – elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun pilar.

Pada Tugas Akhir ini Struktur Jembatan Sumberwaru ini, bangunan bawah (pilar) direncanakan sebanyak 1 buah sesuai dengan bentang maksimum yang diizinkan.

Data – data perencanaan Pilar :

- Elevasi Muka Tanah Asli = - 8,06 m
- Elevasi Lantai Kendaraan = 0,00 m
- Tinggi Pilar = 8,70 m
- Lebar Pier Head = 16,2 m
- Type Pilar = Portal Pilar
- Pondasi = Tiang Pancang



Gambar 5. 26 Potongan Memanjang Pilar type portal

5.2.2 Perencanaan Pondasi Pilar

Berdasarkan analisis dari data penyelidikan tana pada abutment arah mojokerto didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor DB 16 STA 34 + 930 (lihat lampiran) yang tinggi (> 50) pada kedalaman 26 meter sehingga dipakai jenis pondasi tiang pancang. Deskripsi tanah DB16 pada kedalaman 0 – 15 meter terdiri dari tanah lanau kelempungan dan pada kedalaman 15 – 17 meter terdiri dari lanau kelempungan dengan pasir sedangkan 17 – 28 meter merupakan lapisan lanau kelempungan, dengan nilai SPT > 40 kali pukulan setiap 30 cm

5.2.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Pilar

1. Beban mati bangunan atas

Tabel 5. 26 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kanan

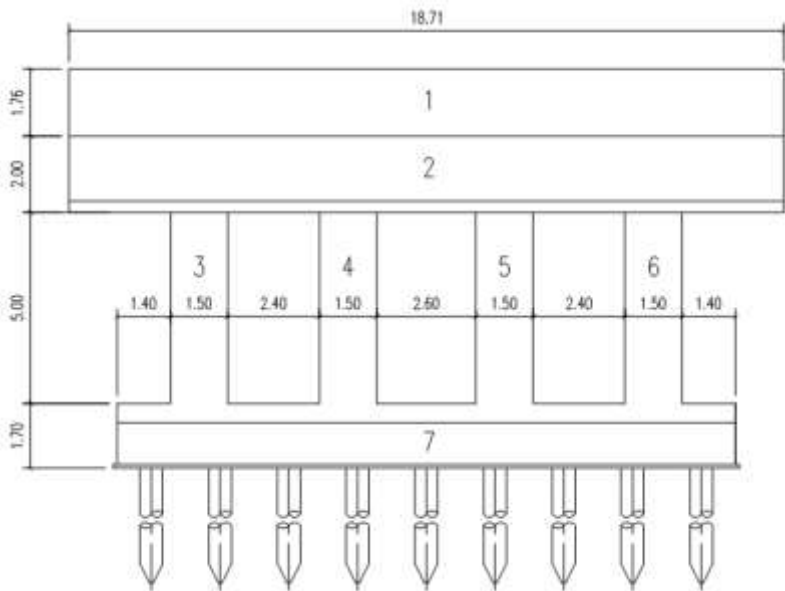
NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	1265.63
2	Lapisan aspal + overlay	445.50
3	Genangan air hujan	99.23
4	Parapet	176.88
5	Girder beton	2067.19
6	Diafragma	157.50
7	Instalasi ME dan Salir	20.00
	<i>Jumlah</i>	4231.91

Tabel 5. 27 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kiri

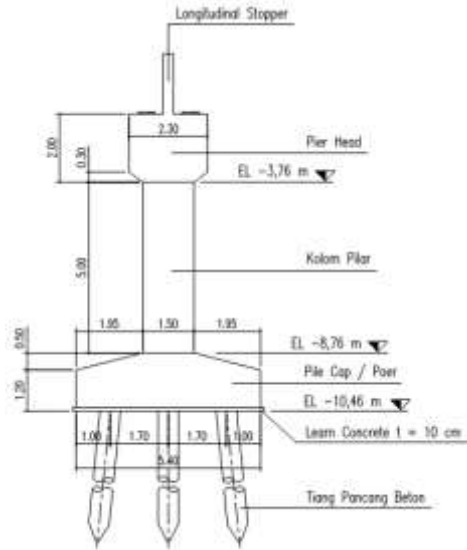
NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	1063.13
2	Lapisan aspal + overlay	374.22
3	Genangan air hujan	83.35
4	Parapet	148.58
5	Girder beton	1736.44
6	Diafragma	157.50
7	Instalasi ME dan Salir	20.00
	<i>Jumlah</i>	3583.21

2. Berat sendiri pilar

Dalam perhitungan beban/berat sendiri pilar dibagi menjadi beberapa segmen. Hal ini untuk mempermudah dalam analisis. Analisis berat pilar didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (γ), kemudian dilanjutkan dengan statis momen titik tangkap gaya/titik berat pilar terhadap center poer.



Gambar 5. 27 Potongan Memanjang Pilar



Gambar 5. 28 Potongan Memanjang Pilar

Tabel 5. 28 Perhitungan berat sendiri Pilar

Segmen	H m	B m	L M	Volume m ³	Berat (kN)	x m	z m
1	1.76	16.2	0.3	8.55	213.84	0	9.38
2	2	16.2	2.3	74.52	1863.00	0	7.5
3	5	1.5	1.5	11.25	281.25	0	4.2
4	5	1.5	1.5	11.25	281.25	0	4.2
5	5	1.5	1.5	11.25	281.25	0	4.2
6	5	1.5	1.5	11.25	281.25	0	4.2
7	1.5	16.2	5.4	131.22	3280.50	0	0.85
<i>Berat total</i>					6482.34		

Tabel 5. 29 Perhitungan Statis Momen Pilar

Segmen	w . x	w . z
	kN.m	kN.m
1	0.00	2005.82
2	0.00	13972.5
3	0.00	1181.25
4	0.00	1181.25
5	0.00	1181.25
6	0.00	1181.25
7	0.00	2788.43
	0.00	23266.74

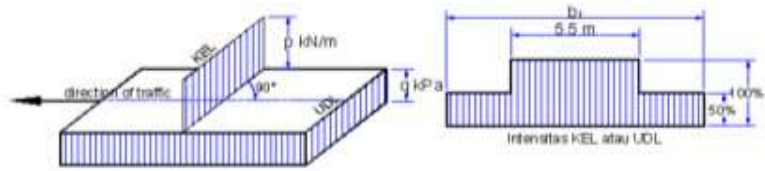
Sehingga, didapatkan titik berat atau titik tangkap :

$$x = 0,000 \text{ m}$$

$$y = 3,589 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu – lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5. 29 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kiri jembatan (L)	: 21 m
Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 25 m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 15,3 m
Beban BGT (P_{BGT})	: 49 kN/m
Faktor beban dinamis (1 + DLA)	: 1,4
Beban BTR (q_{BTR})	: 9 kN/m ²

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 25 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((15,3 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 25 \\ &= 2340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (15,3 - 5,5 \times (49 \times 1,4)) \\ &= 713,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 2430 + 713,44 \\ &= 3053,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 21 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((15,3 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 21 \\ &= 1965,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))) \end{aligned}$$

$$= (5,5 \times (49 \times 1,4)) + (15,3 - 5,5 \times (49 \times 1,4))$$

$$= 713,44 \text{ kN}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$V \text{ total} = V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}}$$

$$= 1965,6 + 713,44$$

$$= 2679,04 \text{ kN}$$

4. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1})$$

PGA (Percepatan puncak batuan dasar) : 0,25
 Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik) : 0,4
 S₁ (Respons spektral untuk 1 detik) : 0,15

- Menentukan kelas situs

Tabel 5. 30 Hasil pengolahan data N-SPT tanah

tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	t/N
15	Lanau kelepungan	13	1.154
1.5	Lanau kelepungan dengan pasir	35	0.043
13.5	Lanau kelepungan	38.5	0.351
30			1.547

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} = \frac{30}{1.547} = 19.39$$

Tabel 5. 31 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		

Dari hasil N diatas kemudian diplotkan ke dalam tabel 5.33 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah sedang

- Menentukan faktor situs

Tabel 5. 32 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA} / F_a)

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

S_s	0.25	0.4	0.75
F_{PGA}	1.6	x	1.2

$$x = 1.32$$

Di dapat F_{PGA}/F_a dengan menggunakan interpolasi yaitu 1,32

Tabel 5. 33 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

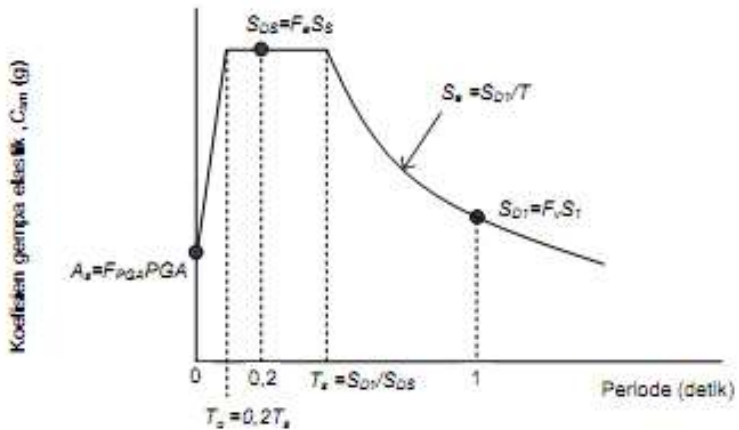
Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S_T	0.1	0.15	0.2
F_v	2.4	x	2

$$x = 2.2$$

Di dapat F_v dengan menggunakan interpolasi yaitu 2,2

- Menghitung respons spektra



Gambar 5. 30 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA & S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1.32 \times 0.25 & &= 2.2 \times 0.15 \\
 &= 0.33 & &= 0.33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1.32 \times 0.4 \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.33}{0.528} = 0.625$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times T_s \\
 &= 0.2 \times 0.625 \\
 &= 0.125
 \end{aligned}$$

$$T = 0.2$$

Cek persyaratan bila $T_0 < T < T_s$, maka digunakan syarat 2 :

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{DS} \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- **Menentukan faktor modifikasi respons (R)**

Tabel 5. 34 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

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

Tabel 5. 35 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

Beban mati 1/2 bangunan atas span kiri	: 3583,21 kN
Beban mati 1/2 bangunan atas span kanan	: 4231,91 kN
Berat total bangunan atas	: 7815,12 kN
Beban mati pilar (w)	: 7241.50 kN

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 7815.1 \\
 &= 4126.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat pilar

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 6482.34 \\
 &= 3422.676 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Beban angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w) : 25 m/s
- Lebar jembatan (b) : 16,20 m
- Tinggi samping jembatan : 2,8 m
- Bentang jembatan span kiri : 21 m
- Bentang jembatan span kanan : 25 m
- Luas bagian samping span kiri (A_b) : 29,4 m²
- Luas bagian samping span kanan (A_b) : 35 m²
- Koefisien serat (C_w) : 1,25

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ span kiri} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 29,4 \\ &= 13,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 35 \\ &= 16,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 21 dan 25 m adalah 250 kN

5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer.

Tabel 5. 36 Perhitungan Gaya dan Momen pada center poer

NO	URAIAN	V kN	Hx kN	Hy kN	x m
I	Beban tetap				
	Struktur atas kiri	3583.21			0.65
	Struktur atas kanan	4231.91			0.65
	Pilar	6482.34			0
II	Pengaruh beban hidup				
	UDL kiri	1965.6			0.65
	UDL kanan	2340			0.65
	P KEL (1 + DLA) kiri	713.44			0.65
	P KEL (1 + DLA) kanan	713.44			0.65
	Gaya rem		250		
	Beban angin kiri			13.781	
	Beban angin kanan			16.406	
II	Aksi lain (gempa)				
	Eq struktur atas		4126.4	4126.4	
	Eq Pilar		3422.67	3422.67	

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada center poer

NO	URAIAN	y m	z m	Mx kN.m	My kN.m
I	Beban tetap				
	Struktur atas kiri			2329.1	
	Struktur atas kanan			2750.7	
	Pilar			0	
II	Pengaruh beban hidup				
	UDL kiri			1277.6	
	UDL kanan			748.8	
	P KEL (1 + DLA) kiri			463.74	
	P KEL (1 + DLA) kanan			463.74	
	Gaya rem		8.7	2615	
	Beban angin kiri		8.7		144.15
	Beban angin kanan		8.7		171.61
II	Aksi lain (gempa)				
	Eq struktur atas		8.7	35899.53	35899.53
	Eq Pilar		3.589	12284.84	12284.84

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

– **Kombinasi I** (D + L + Ta)

$$V_u = 20029.94 \text{ kN}$$

$$H_x = 0.00 \text{ kN}$$

$$H_y = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_x = 8805.94 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.00 \text{ kN.m}$$

– **Kombinasi 2 (D + L + Ta + TB)**

$$\begin{aligned} V_u &= 20029.94 \text{ kN} \\ H_x &= 250.00 \text{ kN} \\ H_y &= 0.00 \text{ kN} \\ M_x &= 10980.94 \text{ kN.m} \\ M_y &= 0.00 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– **Kombinasi 3 (D + L + Ta + TB + TEW)**

$$\begin{aligned} V_u &= 20029.94 \text{ kN} \\ H_x &= 250.00 \text{ kN} \\ H_y &= 30.19 \text{ kN} \\ M_x &= 10980.94 \text{ kN.m} \\ M_y &= 262.63 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

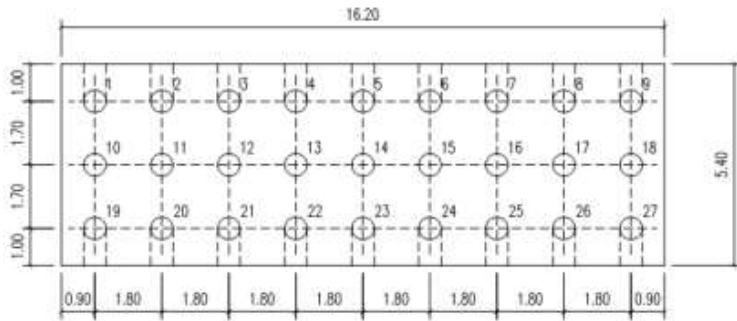
– **Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey + Taq)**

$$\begin{aligned} V_u &= 14297.46 \text{ kN} \\ H_x &= 7549.06 \text{ kN} \\ H_y &= 2264.72 \text{ kN} \\ M_x &= 53264.20 \text{ kN.m} \\ M_y &= 14455.31 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– **Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey + Taq)**

$$\begin{aligned} V_u &= 14297.46 \text{ kN} \\ H_x &= 2264.72 \text{ kN} \\ H_y &= 7549.06 \text{ kN} \\ M_x &= 19535.14 \text{ kN.m} \\ M_y &= 48184.37 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Konfigurasi tiang pancang :



Gambar 5. 31 Konfigurasi tiang pancang Pilar

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

- P** = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
V = Total gaya aksial (kN)
n = Jumlah tiang pancang (buah)
M_x = Momen sumbu x (kN.m)
M_y = Momen sumbu y (kN.m)
y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5. 37 Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang pancang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.7	-7.2	2.89	51.84	633.13	606.28	614.87
2	1.7	-5.4	2.89	29.16	660.31	640.17	648.76
3	1.7	-3.6	2.89	12.96	687.49	674.07	682.65
4	1.7	-1.8	2.89	3.24	714.67	707.96	716.54

5	1.7	0	2.89	0	741.85	741.85	750.43
6	1.7	1.8	2.89	3.24	769.03	775.74	784.32
7	1.7	3.6	2.89	12.96	796.21	809.63	818.22
8	1.7	5.4	2.89	29.16	823.39	843.52	852.11
9	1.7	7.2	2.89	51.84	850.56	877.42	886.00
10	0	-7.2	0	51.84	633.13	606.28	606.28
11	0	-5.4	0	29.16	660.31	640.17	640.17
12	0	-3.6	0	12.96	687.49	674.07	674.07
13	0	-1.8	0	3.24	714.67	707.96	707.96
14	0	0	0	0	741.85	741.85	741.85
15	0	1.8	0	3.24	769.03	775.74	775.74
16	0	3.6	0	12.96	796.21	809.63	809.63
17	0	5.4	0	29.16	823.39	843.52	843.52
18	0	7.2	0	51.84	850.56	877.42	877.42
19	-1.7	-7.2	2.89	51.84	633.13	606.28	597.70
20	-1.7	-5.4	2.89	29.16	660.31	640.17	631.59
21	-1.7	-3.6	2.89	12.96	687.49	674.07	665.48
22	-1.7	-1.8	2.89	3.24	714.67	707.96	699.38
23	-1.7	0	2.89	0	741.85	741.85	733.27
24	-1.7	1.8	2.89	3.24	769.03	775.74	767.16
25	-1.7	3.6	2.89	12.96	796.21	809.63	801.05
26	-1.7	5.4	2.89	29.16	823.39	843.52	834.94
27	-1.7	7.2	2.89	51.84	850.56	877.42	868.83
			52.02	583.2			

Lanjutan Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang pancang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
1	1.7	-7.2	2.89	51.84	344.35	1863.01

2	1.7	-5.4	2.89	29.16	508.74	1923.31
3	1.7	-3.6	2.89	12.96	673.14	1983.60
4	1.7	-1.8	2.89	3.24	837.54	2043.89
5	1.7	0	2.89	0	1001.93	2104.19
6	1.7	1.8	2.89	3.24	1166.33	2164.48
7	1.7	3.6	2.89	12.96	1330.72	2224.78
8	1.7	5.4	2.89	29.16	1495.12	2285.07
9	1.7	7.2	2.89	51.84	1659.51	2345.36
10	0	-7.2	0	51.84	-128.05	288.36
11	0	-5.4	0	29.16	36.35	348.65
12	0	-3.6	0	12.96	200.74	408.95
13	0	-1.8	0	3.24	365.14	469.24
14	0	0	0	0	529.54	529.54
15	0	1.8	0	3.24	693.93	589.83
16	0	3.6	0	12.96	858.33	650.12
17	0	5.4	0	29.16	1022.72	710.42
18	0	7.2	0	51.84	1187.12	770.71
19	-1.7	-7.2	2.89	51.84	-600.44	-1286.29
20	-1.7	-5.4	2.89	29.16	-436.05	-1226.00
21	-1.7	-3.6	2.89	12.96	-271.65	-1165.70
22	-1.7	-1.8	2.89	3.24	-107.26	-1105.41
23	-1.7	0	2.89	0	57.14	-1045.12
24	-1.7	1.8	2.89	3.24	221.54	-984.82
25	-1.7	3.6	2.89	12.96	385.93	-924.53
26	-1.7	5.4	2.89	29.16	550.33	-864.24
27	-1.7	7.2	2.89	51.84	714.72	-803.94
			52.02	583.2		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 2345,36 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih

kecil dari daya dukung tanah. Dalam perhitungan tiang pancang di atas juga ada gaya cabut ke atas sebesar 1286,29 kN

5.2.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.40 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 886 kN, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 2345.36 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor DB16 (Pilar) Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan hasilnya ditunjukkan dalam tabel 5.41

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = \text{Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)} \\ = q_c + A_p$$

$$Q_s = \text{Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)} \\ = \sum l_i \cdot f_i + A_{st}$$

$$q_c = 20 \text{ N , untuk clay / silt (ton/m)}$$

$$q_c = 40 \text{ N , untuk sand (ton/m)}$$

$$A_p = \text{Luas penampang tiang (m}^2 \text{)}$$

$$l_i = \text{Panjang segmen yang ditinjau (m)}$$

$$f_i = \text{Gaya geser pad selimut tiang} \\ = \text{N maksimum } 12 \text{ ton/m}^2 \text{ , untuk clay / silt} \\ = \text{N/5 maksimum } 10 \text{ ton/m}^2 \text{ , untuk sand}$$

$$A_{st} = \text{Keliling penampang tiang (m)}$$

Data Perencanaan Tiang Pancang :

$$D_{pile} = 0,6 \text{ m}$$

$$A_p = 0,283 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1,884 \text{ m}$$

$$SF = 2 \text{ , Untuk beban gempa}$$

SF = 3 , Untuk beban tetap

SF = 6 , Untuk cabut

Tabel 5. 38 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor DB16

Depth (m)	Jenis Tanah	N SPT	qc ton/m ²	Ap m ²	Ast m	li m	fi ton/m ²	li x fi ton/m
0	Clay	0	0	0.283	1.884	2	0	0
-2	Clay	11	220	0.283	1.884	2	11	22
-4	Clay	7	140	0.283	1.884	2	7	14
-6	Clay	9	180	0.283	1.884	2	9	18
-8	Clay	11	220	0.283	1.884	2	11	22
-10	Clay	15	300	0.283	1.884	2	15	30
-12	Clay	16	320	0.283	1.884	2	16	32
-14	Clay	22	440	0.283	1.884	2	22	44
-16	Sand	33	660	0.283	1.884	2	6.6	13.2
-18	Clay	40	800	0.283	1.884	2	40	80
-20	Clay	29	580	0.283	1.884	2	29	58
-22	Clay	38	760	0.283	1.884	2	38	76
-24	Clay	40	800	0.283	1.884	2	40	80
-26	Clay	43	860	0.283	1.884	2	43	86
-28	Clay	42	840	0.283	1.884	2	42	84
-30	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160
-32	Clay	46	920	0.283	1.884	2	46	92
-34	Clay	45	900	0.283	1.884	2	45	90
-36	Clay	55	1100	0.283	1.884	2	55	110
-38	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160
-40	Clay	80	1600	0.283	1.884	2	80	160

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor DB16

Depth (m)	$\Sigma f_i \times l_i$ ton/m	Qu kN	P = Qu / SF	
			SF = 2	SF = 3
0	0	0	0	0
-2	22	103.6	51.81	34.54
-4	14	107.4	53.694	35.796
-6	18	152.6	76.302	50.868
-8	22	205.4	102.678	68.452
-10	30	284.5	142.242	94.828
-12	32	350.4	175.212	116.808
-14	44	467.2	233.616	155.744
-16	13.2	554.3	277.1364	184.7576
-18	80	744.6	372.2784	248.1856
-20	58	791.7	395.8284	263.8856
-22	76	985.7	492.8544	328.5696
-24	80	1148	573.8664	382.5776
-26	86	1327	663.3564	442.2376
-28	84	1479	739.6584	493.1056
-30	160	1996	997.7664	665.1776
-32	92	1977	988.3464	658.8976
-34	90	2141	1070.3	713.5336
-36	110	2404	1202.18	801.4536
-38	160	2847	1423.55	949.0336
-40	160	3149	1574.27	1049.514

5.2.2.4 Perhitungan Efisiensi Daya Dukung

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keofisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

- η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang
 D = Diameter taing pancang
 k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x
 m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)
 n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - \arctan \left(\frac{0,6}{1,8} \right) \times \frac{(3-1)9 + (9-1)3}{90 \cdot 9 \cdot 3} \\ &= 1 - \arctan 0,33 \times \frac{18 + 24}{2430} \\ &= 1 - 18,44 \times 0,0173 \\ &= 0,68121 \end{aligned}$$

5.2.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pondasi untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D) = 0,6 m
- Tebal (d) = 0,1 m
- Kelas = A1
- Mutu beton (f_c') = 498 MPa
- Allowable axial load = 2527 kN
- Axial load ultimate = 5054 kN
- Bending momen crack = 170 kN
- Bending momen ultimate = 250 kN
- Modulus elastisitas beton = 3337,19 MPa
- Momen inersia TP = $1/64 \times \pi \times (D^4 - d^4)$
= 635682 cm⁴

5.2.2.5.1 Kontrol terhadap gaya aksial vertikal

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

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 2345,36 kN

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan Meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 26 m diperoleh Q_{ijin} seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5. 39 Resume P_{ijin} tiang pancang Ø0,6m kedalaman 26 m

Data tanah	P ijin beban sementara kN	P ijin beban tetap kN
DB16	4518,848	2711,309

5.2.2.5.2 Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban 100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar

$$\begin{aligned} H_x &= 250 \text{ kN} + 4126,4 \text{ kN} + 1092,4 \text{ kN} \\ &= 5468,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + pilar) dan beban angin

$$\begin{aligned} H_y &= 4126.383 \text{ kN} + 1092.435 \text{ kN} + 30,188 \\ &= 5249.006 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} \\ &= 29907972 + 27552060.32 \\ &= 7580.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= \frac{H}{\text{Juml. Tiang}} \\ &= \frac{7580.24}{27} \\ &= 280.7496 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar δa

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0.25}$$

$$k = 0.2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Dimana ,

H_a = Daya Dukung horisontal yang diijinkan (kg)

k = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan (kg)

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm^{-1})

δa = Besarnya pergeseran tiang normal (cm) = 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm

E_o = Modulus deformasi tanah

= 28 N-SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned} k &= 0.2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2} \\ &= 0.2 \times 28 \times 12.08 \times 0.046 \times 1 \\ &= 3.137 \end{aligned}$$

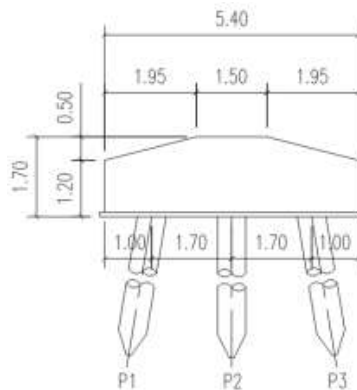
$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0.25} \\ &= \left(\frac{3.137118 \times 60}{4 \times 338921.8 \times 635682} \right)^{0.25} \\ &= 0.003844 \end{aligned}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3.137 \cdot 60}{0.003844} \times 1 \\
 &= 48962.26 \text{ kg} \\
 &= 489.6226 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{H per tiang} &< \text{Ha} \\
 280.7496 \text{ kN} &< 489.6226 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tiang Pancang Miring



Gambar 5. 32 Tiang pancang miring pilar

H_a' = Gaya horizontal miring pada tiang pancang (kN)

P_{DDT} = Gaya tiang aksial dari daya dukung tanah (kN)

H_a = Gaya horizontal ijin (kN)

$$\begin{aligned}
 H_a' &= \frac{P_{DDT}}{\sqrt{(1 + 100)}} + H_a \\
 &= \frac{6633.564}{10.04988} + 489.6226 \\
 &= 1149.687 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 Ha' & > & H \text{ per tiang} \\
 1149.687 \text{ kN} & > & 280.7496 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{array}$$

5.2.2.5.3 Kontrol terhadap momen

Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0.2079 \quad x \quad \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right) \\
 &= 0.2079 \quad x \quad \left(\frac{28074.96}{2 \quad x \quad 0.003844} \right) \\
 &= 759141.9 \quad \text{kg.cm} \\
 &= 75.914 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 M_{\text{crack}} & > & M_{\text{max}} \\
 170 \text{ kN} & > & 75.914 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{array}$$

5.2.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap :

5.2.3.1 Analisis gaya dan momen pada Poer

Tabel 5. 40 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

NO	URAIAN	V kN	Hx kN	Hy kN	x m
I	Beban tetap				
	Struktur atas kiri	3583.21			0.65
	Struktur atas kanan	4231.91			0.65
	Pilar	7241.52			0
II	Pengaruh beban hidup				
	UDL kiri	1965.60			0.65
	UDL kanan	2340			0.65
	P KEL (1 + DLA) kiri	713.44			0.65
	P KEL (1 + DLA) kanan	713.44			0.65
	Gaya rem		250		
	Beban angin kiri			13.781	
	Beban angin kanan			16.406	
II	Aksi lain (gempa)				
	Eq 1 struktur atas		4126.4	4126.4	
	Eq Pilar		1092.4	1092.4	

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

NO	URAIAN	y m	z m	Mx kN.m	My kN.m
I	Beban tetap				
	Struktur atas kiri			2329.1	
	Struktur atas kanan			2750.7	
	Pilar			0	
II	Pengaruh beban hidup				
	UDL kiri			1277.6	
	UDL kanan			748.8	
	P KEL (1 + DLA) kiri			463.74	
	P KEL (1 + DLA) kanan			463.74	
	Gaya rem		10.46	2615	
	Beban angin kiri		10.46		144.15
	Beban angin kanan		10.46		171.61
II	Aksi lain (gempa)				
	Eq 1 struktur atas		10.46	43162	43162
	Eq Pilar		3.703	4045.8	4045.8

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung poer adalah

– **Kombinasi 1** (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2T_{EW})

$$V_u = 31038.59 \text{ kN}$$

$$H_x = 500.00 \text{ kN}$$

$$H_y = 36.23 \text{ kN}$$

$$M_x = 19286.00 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 378.91 \text{ kN.m}$$

– **Kombinasi 2** (1,3D + 30%Ex + Ey)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 19573.63 \text{ kN} \\
 H_x &= 1565.56 \text{ kN} \\
 H_y &= 5218.82 \text{ kN} \\
 M_x &= 20766.11 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 47207.79 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

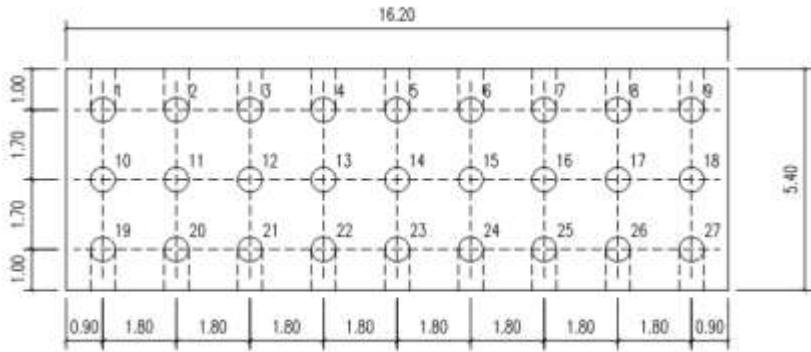
– **Kombinasi 3 (1,3D + Ex + 30%Ey)**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 19573.63 \text{ kN} \\
 H_x &= 5218.82 \text{ kN} \\
 H_y &= 1565.65 \text{ kN} \\
 M_x &= 53811.56 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 14162.34 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Dari kombinasi beban ultimit diatas, maka gaya reaksi per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

- P** = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
V = Total gaya aksial (kN)
n = Jumlah tiang pancang (buah)
M_x = Momen sumbu x (kN.m)
M_y = Momen sumbu y (kN.m)
y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Konfigurasi tiang pancang**Gambar 5. 33** Konfigurasi tiang pancang pilar

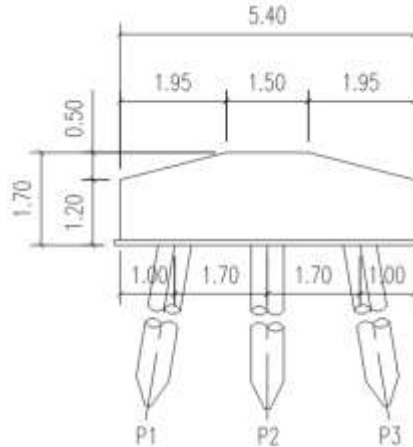
- x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1.7 m
 y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 1.8 m
 n = Jumlah Tiang Pancang
 = 27

Tabel 5. 41 Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.7	-7.2	2.89	51.84	923.86	2011.32	523.43
2	1.7	-5.4	2.89	29.16	983.39	2075.41	689.52
3	1.7	-3.6	2.89	12.96	1042.91	2139.50	855.60
4	1.7	-1.8	2.89	3.24	1102.44	2203.59	1021.69
5	1.7	0	2.89	0	1161.96	2267.69	1187.77
6	1.7	1.8	2.89	3.24	1221.49	2331.78	1353.86
7	1.7	3.6	2.89	12.96	1281.01	2395.87	1519.94

8	1.7	5.4	2.89	29.16	1340.53	2459.97	1686.03
9	1.7	7.2	2.89	51.84	1400.06	2524.06	1852.11
10	0	-7.2	0	51.84	911.48	468.58	60.61
11	0	-5.4	0	29.16	971.00	532.67	226.69
12	0	-3.6	0	12.96	1030.53	596.76	392.78
13	0	-1.8	0	3.24	1090.05	660.86	558.86
14	0	0	0	0	1149.58	724.95	724.95
15	0	1.8	0	3.24	1209.10	789.04	891.03
16	0	3.6	0	12.96	1268.63	853.14	1057.12
17	0	5.4	0	29.16	1328.15	917.23	1223.20
18	0	7.2	0	51.84	1387.68	981.32	1389.29
19	-1.7	-7.2	2.89	51.84	899.10	-1074.16	-402.21
20	-1.7	-5.4	2.89	29.16	958.62	-1010.07	-236.13
21	-1.7	-3.6	2.89	12.96	1018.15	-945.97	-70.04
22	-1.7	-1.8	2.89	3.24	1077.67	-881.88	96.04
23	-1.7	0	2.89	0	1137.19	-817.79	262.13
24	-1.7	1.8	2.89	3.24	1196.72	-753.70	428.21
25	-1.7	3.6	2.89	12.96	1256.24	-689.60	594.30
26	-1.7	5.4	2.89	29.16	1315.77	-625.51	760.38
27	-1.7	7.2	2.89	51.84	1375.29	-561.42	926.47
			52.02	583.2			

Perhitungan Momen Pile Cap



Gambar 5. 34 Analisis Gaya dan Momen pada Poer

Tabel 5. 42 Perhitungan gaya reaksi tiang pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
$\Sigma P1$	10457.64	20409.19	10689.94
$\Sigma P2$	10346.20	6524.54	6524.54
$\Sigma P3$	10234.75	-7360.10	2359.15

Tabel 5. 43 Perhitungan Momen pada Poer

Reaksi Akibat	Jarak terhadap center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1.70	17777.99	34695.62	18172.89
$\Sigma P2$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma P3$	1.70	17399.08	-12512.2	4010.56

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 (1,3 D + 30% Ex + Ey). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 34695,62 \text{ kN.m} \\ &= 2141,705 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

5.2.3.2 Perhitungan penulangan poer

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 1650 \text{ mm} \\ h &= 1700 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 28 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 2141.705 \text{ kN.m/m} \\ \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{2141.705}{0.8} = 2677.131 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

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

$$= 0.75 \times 0.0270938$$

$$= 0.0203$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

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

$$= \frac{2677.131 \times 10^6}{1000 \times 2722500}$$

$$= 0.983$$

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

$$= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 0.983}{400}} \right)$$

$$= 0.0025$$

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

$$0.0035 > 0.0025 < 0.0203$$

Maka dipakai $\rho = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

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

$$= 0.0035 \times 1000 \times 1650$$

$$= 5775 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 28

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 784 \\
 &= 615.44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{615.44 \times 1000}{5775.00} \\
 &= 106.57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D28 – 100 ($A_s = 615.4 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan pembagi**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 5775 \\
 &= 1155 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 18

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 324 \\
 &= 254.34 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{254.34 \times 1000}{1155}
 \end{aligned}$$

$$= 220.21 \text{ mm}$$

Maka dipasang tul. bagi D18 – 200 mm ($A_s = 1271.7 \text{ mm}^2$)

– **Kontrol Geser Pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} b &= \text{Keliling tiang pancang} + \text{tebal poer (mm)} \\ &= (\pi \times \varnothing_{TP}) + H \\ &= 1884 + 1700 \\ &= 3584 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_{\text{pons}} &= h_p + (r + a)/L_t \times (h_t - h_p) \\ &= 1200 + 0.9487 \times 500 \\ &= 1674.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{Tebal efektif poer (mm)} \\ &= h_{\text{pons}} - d' \\ &= 1674.4 - 50 \\ &= 1624.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3584 \times 1624.4 \\ &= 4851418.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\
 &= \frac{2438351.66}{0.7} \\
 &= 3483359.5 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

– **Penulangan Geser**

$$\begin{array}{llll}
 V_u &= & 1259826 & \text{N} & B &= & 1000 & \text{mm} \\
 f_c' &= & 25 & \text{MPa} & d' &= & 50 & \text{mm} \\
 f_y &= & 240 & \text{MPa} & D &= & 1650 & \text{mm} \\
 h &= & 1700 & \text{mm} & \phi_v &= & 0.75 &
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1650 \\
 &= 1375000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1650}{3} \\
 &= 550000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

$$1. \quad V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$1259829 > 514592.7 \quad \text{NOT OK}$$

$$2. \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c \\ 514592.7 > 1259829 < 1029185 \quad \text{NOT OK}$$

$$3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin}) \\ 1029185 < 1259829 < 1441685 \quad \text{OK}$$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 1441685 > 1259829 < 3087556 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 3087556 > 1259829 < 5145927 \quad \text{NOT OK}$$

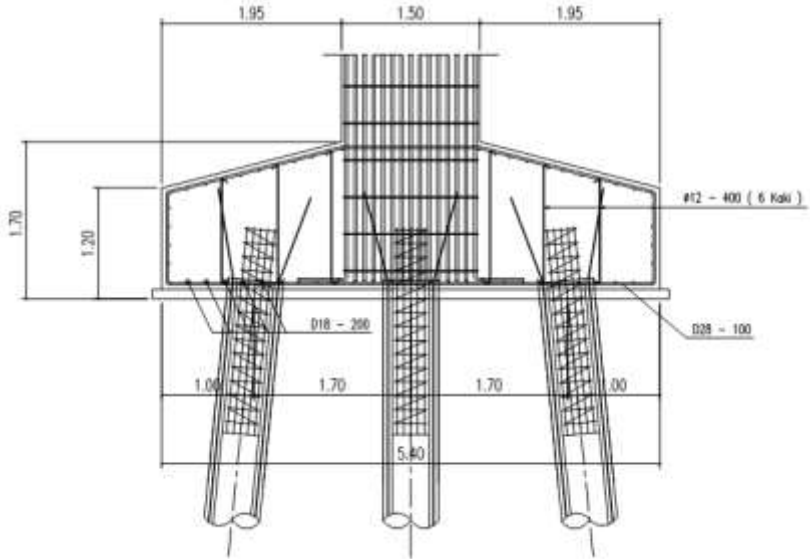
Didapat perhitungan di atas Kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter \emptyset 12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \times A_s \\ &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 678.24 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{678.24 \times 240 \times 1650}{550000} \\ &= 448.332 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 12 - 400$ (6 Kaki)

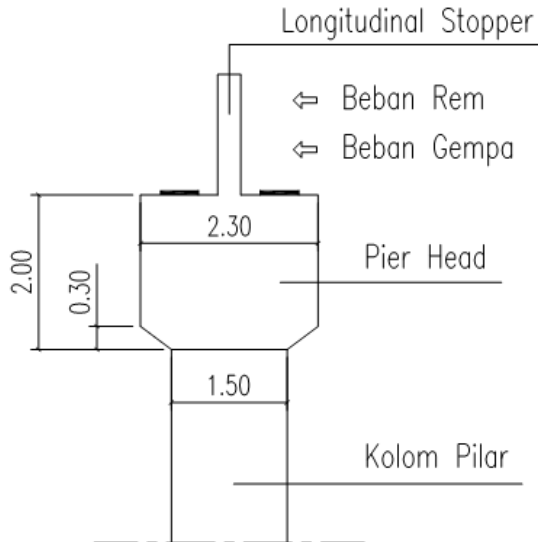


Gambar 5. 35 Sketsa penulangan Pile Cap (Poer)

5.2.4 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.2.4.1 Analisis Pembebanan Long Stopper Pilar

Perhitungan analisis Longitudinal Stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan long stopper : Analisis pembebanan longitudinal stopper ditunjukkan pada Gambar 5.31 dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri, beban rem, dan beban gempa. Perhitungan beban, gaya dan momen akan ditunjukkan pada tabel 5.47 dan 5.48 dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor ultimit.



Gambar 5. 36 Pembebanan pada longitudinal stopper

1. Berat sendiri (Long Stopper)

$$\begin{aligned}
 q_s &= h \times b \times Wc \\
 &= 1,56 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 11,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban rem

$$T_B = 250 \text{ kN}$$

$$q_{TB} = \frac{T_B}{n \times S} = \frac{250}{9 \times 1,8} = 15,43 \text{ kN/m}$$

3. Beban gempa

Akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0.528}{1} \times 7815.12 \\ &= 4126.38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q = \frac{EQ}{n \times S} = \frac{4126.38}{9 \times 1.8} = 254.72 \text{ kN/m}$$

Akibat long stopper

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0.528}{1.5} \times 218.907 \\ &= 77.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q = \frac{EQ}{n \times S} = \frac{77.06}{9 \times 1.8} = 4.76 \text{ kN/m}$$

5.2.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

– Kombinasi 1 (1,3 D + 2 T_B)

Tabel 5. 44 Kombinasi 1 long stopper pilar

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu kN	l m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1.30	15.21	0	0
2	Beban rem	2.00	30.86	1.76	54.32
	Total		46.07		54.32

$$Vu = 46,07 \text{ kN}$$

$$Mu = 54,32 \text{ kN.m}$$

– Kombinasi 2 (1,3 D + Eq)

Tabel 5. 45 Kombinasi 2 long stopper pilar

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu kN	l m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1.30	15.21	0	0.00
2	Beban gempa	1.00	259.47	1.76	456.67
	Total		274.68		456.67

$$Vu = 274,68 \text{ kN}$$

$$Mu = 456,67 \text{ kN.m}$$

Sehingga digunakan beban kombinasi 2 (1,3 D + Eq) diperoleh momen sebesar 456,67 kN.m/m'

5.2.4.3 Perhitungan Penulangan Long Stopper

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\ F_y &= 400 \text{ MPa} & d &= 270 \text{ mm} \\ H &= 300 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 25 \text{ mm} \\ B &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 456.67 \text{ kN.m/m}' \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{456.67}{0.8} = 570.84 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{570.84 \times 10^6}{1000 \times 72900} \\ &= 7.83 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 7.83}{400}} \right) \\ &= 0.0259 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0.0035 & < & 0.0259 & > & \mathbf{0.0203} \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0203$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0203 \times 1000 \times 270 \\ &= 5486.48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 25$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \end{aligned}$$

$$= 490.625 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{490.625 \times 1000}{5486.48} \\ &= 89.42 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 80 (As = 6132,81 mm²)

– **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\ &= 20\% \times 5486.48 \\ &= 1097.29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 13

$$\begin{aligned} \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3,14 \times 169 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{1097.29} \\ &= 120.90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 100 ($A_s = 1326,65 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan Geser**

$$\begin{array}{llll} V_u & = & 274681,3 & \text{N} & b & = & 1000 & \text{mm} \\ f_c' & = & 25 & \text{Mpa} & d' & = & 30 & \text{mm} \\ F_y & = & 400 & \text{Mpa} & d & = & 270 & \text{mm} \\ H & = & 300 & \text{Mm} & \phi_v & = & 0.75 & \end{array}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 270 \\ &= 225000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\ &= \frac{1000 \times 270}{3} \\ &= 90000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $274681.3 > 84375$ **NOT OK**

2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $84375 < 274681.3 > 168750$ **NOT OK**

3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $168750 < 274681.3 < 315000$ **OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $315000 > 274681.3 < 506250$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $506250 > 274681.3 < 843750$ **NOT OK**

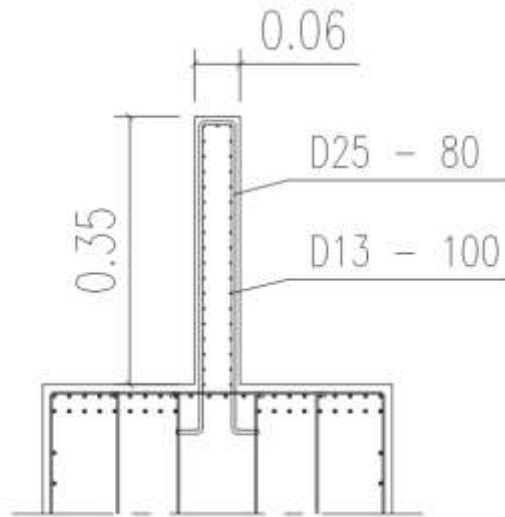
Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 3 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direnakan tulangan geser 3 kaki dengan diameter $\emptyset 13$ mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 3 \times A_s \\
 &= 3 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 3 \times 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 397.995 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{397.995 \times 400 \times 270}{90000} \\
 &= 477.594 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

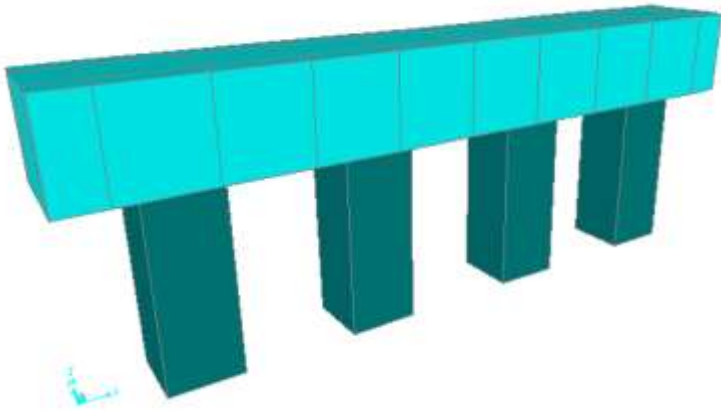
Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 13 - 400$ (3 Kaki)



Gambar 5. 37 Sketsa penulangan Longitudinal Stopper

5.2.5 Perhitungan Portal Pilar

Perhitungan analisis pilar berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate), berikut di bawah ini analisis perencanaan pilar. Struktur pilar direncanakan dengan menggunakan type portal (Pilar Kolom) yang terdiri dari pondasi, pile cap, dan 4 kolom pilar berbentuk persegi, serta pier head sebagai tepat untuk meletakkan girder. Analisis gaya dan momen pada struktur pilar ini menggunakan program bantu SAP 2000 v.15



Gambar 5. 38 Permodelan pilar pada SAP 2000 v.14

5.2.5.1 Analisis Pembebanan Struktur Portal Pilar

Berikut ini beban – beban yang diterima oleh struktur portal pilar yang dimasukkan kedalam program bantu SAP 2000 v.15

1. Beban Mati Bangunan Atas

Beban mati bangunan atas diakibatkan oleh elemen bangunan atas yang kemudian didistribusikan melalui gelagar memanjang atau girder jembatan

Tabel 5. 46 Beban mati 1/2 bentang 25 m gelagar tepi

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	140.63
2	Lapisan aspal + overlay	49.50
3	Genangan air hujan	11.03
4	Parapet	88.44
5	Girder beton	229.69
6	Diafragma	2.25
7	Instalasi ME dan Salir	20.00
	Jumlah	541.53

Tabel 5. 47 Beban mati 1/2 bentang 25 m gelagar tengah

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	140.63
2	Lapisan aspal + overlay	49.50
3	Genangan air hujan	11.03
4	Girder beton	229.69
5	Diafragma	4.50
	Jumlah	435.34

Tabel 5. 48 Beban mati 1/2 bentang 21 m gelagar tepi

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	118.13

2	Lapisan aspal + overlay	41.58
3	Genangan air hujan	9.26
4	Parapet	74.29
5	Girder beton	192.94
6	Diafragma	2.25
7	Instalasi ME dan Salir	20.00
	Jumlah	458.44

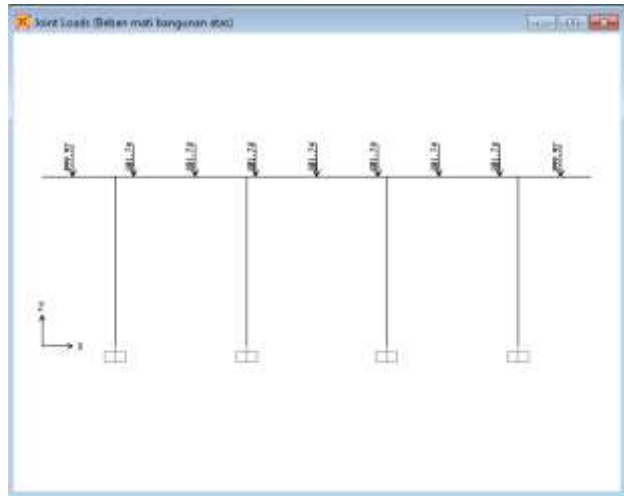
Tabel 5. 49 Beban mati 1/2 bentang 21 m gelagar tengah

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	118.13
2	Lapisan aspal + overlay	41.58
3	Genangan air hujan	9.26
4	Girder beton	192.94
5	Diafragma	4.50
	Jumlah	366.40

Dalam permodelan dalam SAP 2000 v.14 beban mati bangunan atas untuk girder tepi dan tengah dengan bentang 21 m dan 25 m diasumsikan sebagai beban joint, sehingga didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P \text{ girder tepi} &= 541,53 + 458,44 \\
 &= 999,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

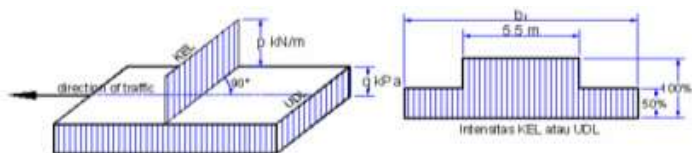
$$\begin{aligned}
 P \text{ girder tengah} &= 435,34 + 366,40 \\
 &= 801,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 39 Beban mati bangunan atas

2. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas (Lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar di bawah ini :



Gambar 5. 40 Asumsi Beban Hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kiri jembatan (L)	: 21 m
Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 25 m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 15,3 m
Beban BGT (P _{BGT})	: 49 kN/m
Faktor beban dinamis (1 + DLA)	: 1,4
Beban BTR (q _{BTR})	: 9 kN/m ²

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 25 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((15,3 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 25 \\ &= 2340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times \\ &\quad (1 + DLA))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (15,3 - 5,5 \times (49 \times 1,4)) \\ &= 713,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 2430 + 713,44 \\ &= 3053,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 21 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5 \times 9) + ((15,3 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 21 \\ &= 1965,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times \\ &\quad (1 + DLA))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (15,3 - 5,5 \times (49 \times 1,4)) \\ &= 713,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 1965,6 + 713,44 \\ &= 2679,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban hidup lalu – lintas didistribusikan pada setiap girder jembatan seperti berikut ini :

- V untuk span kiri dengan bentang 21 m

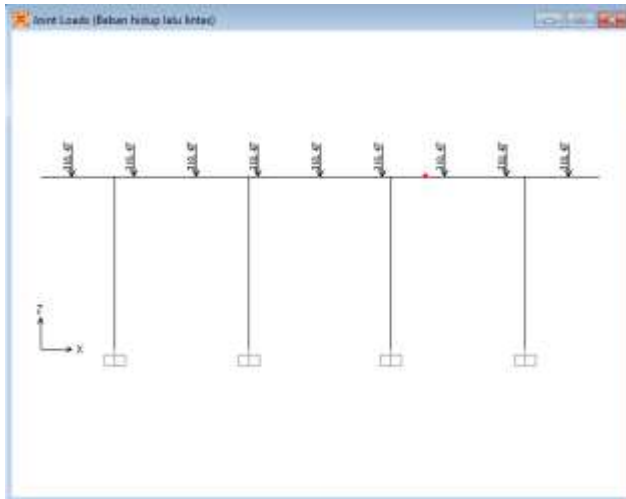
$$\begin{aligned} P &= \frac{\text{Total beban hidup}}{\text{jumlah girder}} \\ &= \frac{2679.04}{9} \\ &= 297.67 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

- V untuk span kanan dengan bentang 25 m

$$\begin{aligned} P &= \frac{\text{Total beban hidup}}{\text{jumlah girder}} \\ &= \frac{3053.44}{9} \\ &= 339.27 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Dalam permodelan dalam SAP 2000 v.14 beban hidup lalu lintas untuk bentang 21 m dan 25 m diasumsikan sebagai satu beban joint, sehingga didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_{\text{UDL} + \text{KEL}} &= 297,67 + 339,27 \\ &= 318,47 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 41 Beban hidup lalu lintas

3. Beban Gempa

Analisis beban gempa berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 7.7. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 100% dari span kiri dan 50% dari span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Koefisien respons gempa elastik (C_{sm})	: 0,528
R untuk bangunan atas	: 1
R untuk bangunan bawah	: 3,5
Beban mati bangunan atas	: 7815,1 kN
Beban mati pilar (w)	: 7241,52 kN

Gempa akibat bangunan atas :

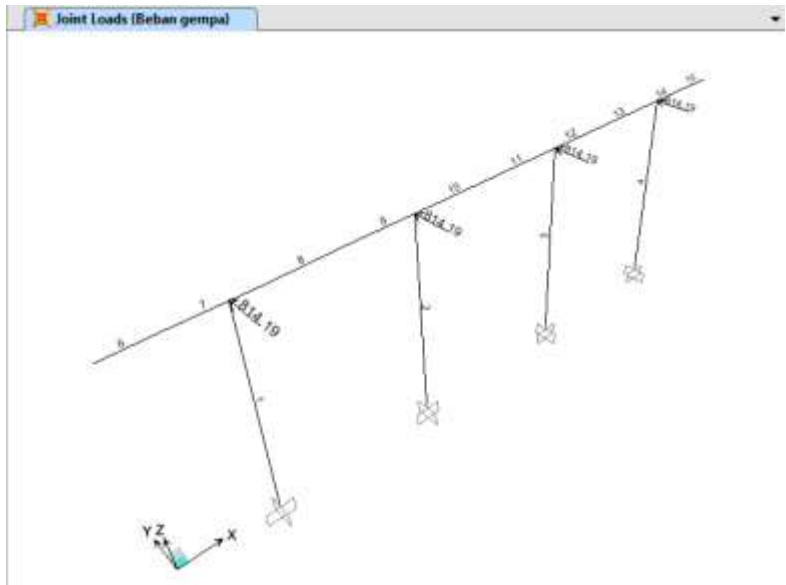
$$\begin{aligned}
 EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 7815.1 \\
 &= 4126.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gempa akibat bangunan bawah :

$$\begin{aligned}
 EQ &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0.528}{3.5} \times 7241.5 \\
 &= 1092.44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dalam permodelan dalam SAP 2000 v.15 beban gempa dijumlahkan menjadi satu kemudian beban didistribusikan ke setiap kolom – kolom pilar, sehingga di dapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{4126.38 + 1092.44}{4} \\
 &= 1304.70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 42 Beban gempa

4. Beban Angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

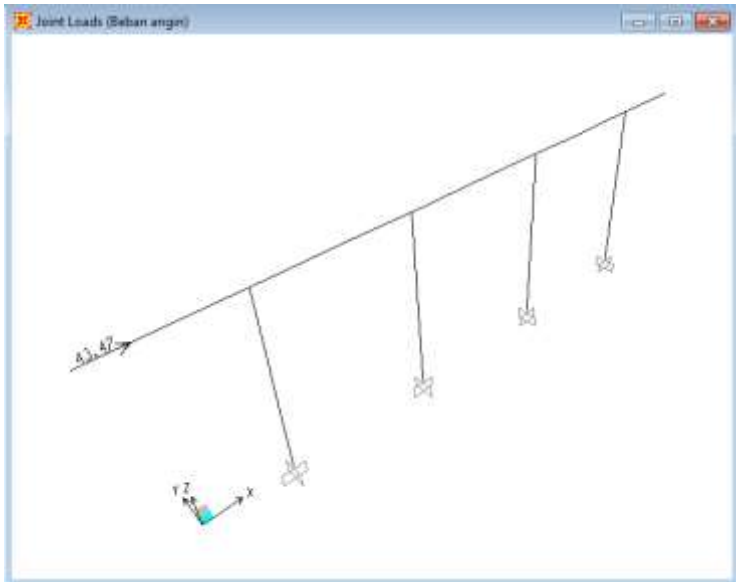
- Kecepatan angin rencana (V_w) : 30 m/s
- Lebar jembatan (b) : 16,20 m
- Tinggi samping jembatan : 2,8 m
- Bentang jembatan span kiri : 21 m
- Bentang jembatan span kanan : 25 m
- Luas bagian samping span kiri (A_b) : 29,4 m²
- Luas bagian samping span kanan (A_b) : 35 m²
- Koefisien serat (C_w) : 1,25

$$\begin{aligned}
 T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 1,25 \times 30^2 \times 30 \\
 &= 23,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{EW} \text{ span kiri} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 1,25 \times 30^2 \times 29,4 \\
 &= 19,845 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dalam permodelan dalam SAP 2000 v.14 beban angin untuk bentang 21 m dan 25 m diasumsikan sebagai satu beban joint dari arah y, sehingga didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P &= 23.625 + 19.845 \\
 &= 43.47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



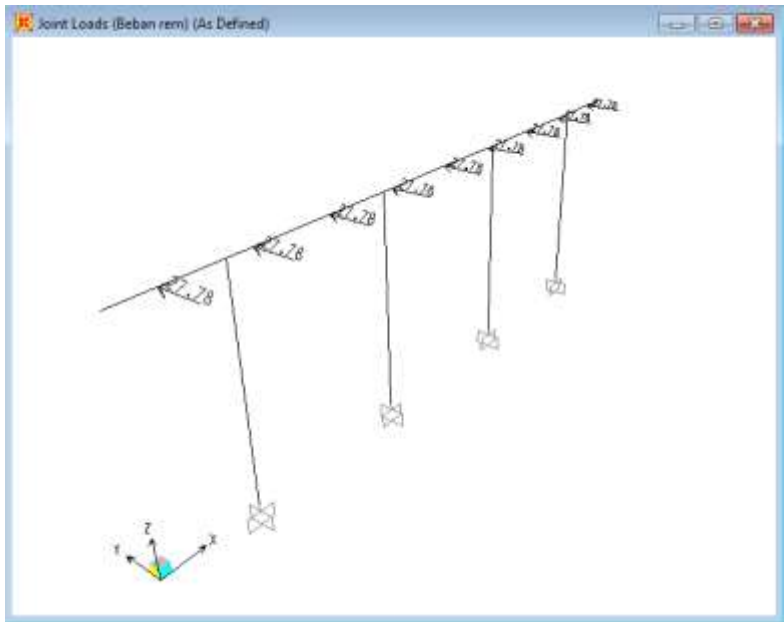
Gambar 5. 43 Beban angin

5. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 21 dan 25 m adalah 250 kN

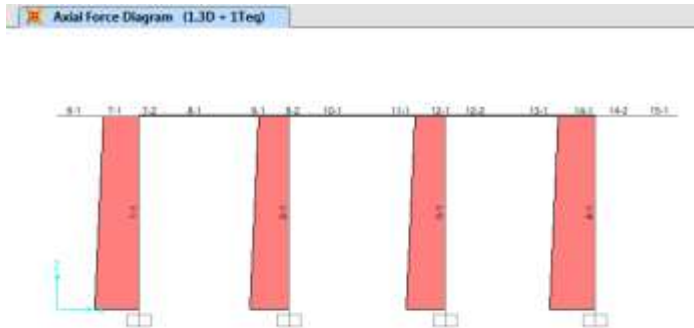
Beban rem didistribusikan pada setiap girder jembatan :

$$T_{TB} = \frac{TB}{n} = \frac{250}{9} = 27.78 \text{ kN}$$



Gambar 5. 44 Beban rem

5.2.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Portal Pilar

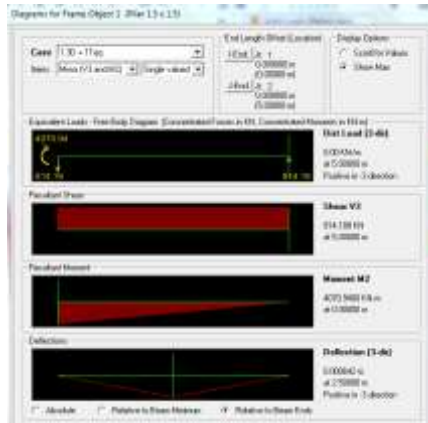


Gambar 5. 45 Gaya aksial yang bekerja pada pilar jembatan

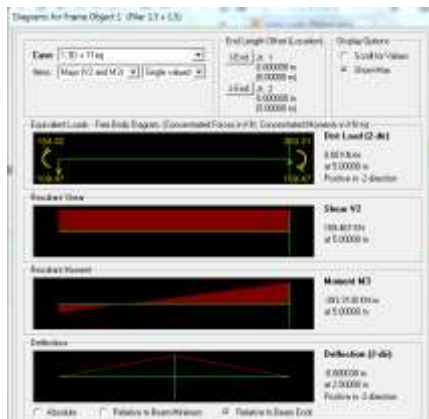
Dari hasil pembebanan diatas didapatkan gaya dan momen yang bekerja pada pilar jembatan, dipakai kombinasi 2 (1,3D + 1 EQ) yaitu :



Gambar 5. 46 Aksial yang dipakai (Pu)

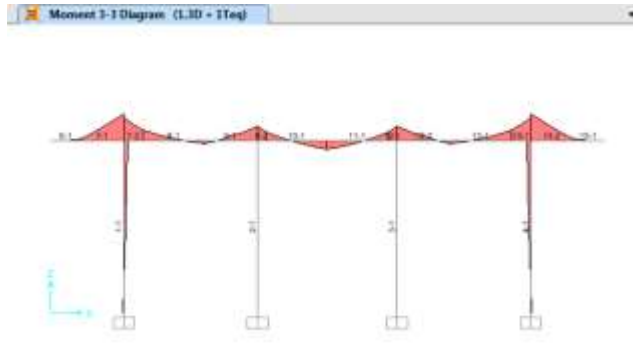


Gambar 5. 47 Hasil gaya geser dan momen arah x pilar jembatan



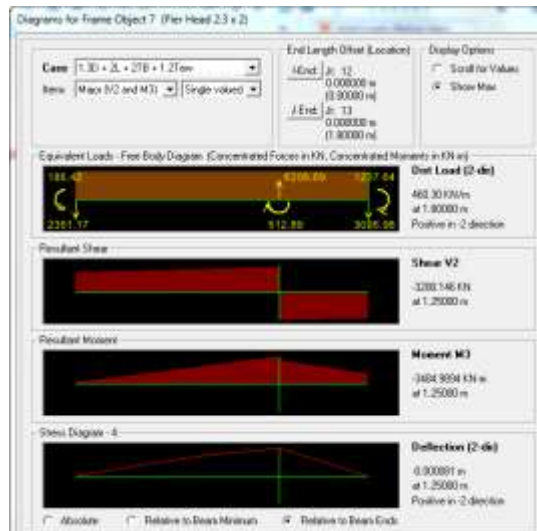
Gambar 5. 48 Hasil gaya geser dan momen ultimit arah y pilar jembatan

$$\begin{aligned}
 P_u &= 5842,246 \text{ kN (Output SAP 2000 v.15)} \\
 M_x &= 4070,94 \text{ kN.m (Output SAP 2000 v.15)} \\
 M_y &= 393,31 \text{ kN.m (Output SAP 2000 v.15)} \\
 V_x &= 109,467 \text{ kN (Output SAP 2000 v.15)} \\
 V_y &= 814,188 \text{ kN (Output SAP 2000 v.15)}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 49 Gaya dan momen pada pier head jembatan

Dari hasil pembebanan diatas didapatkan gaya dan momen yang bekerja pada pier head jembatan, dipakai kombinasi 1 ($1,3D + 2LL + 2T_B + 1,2T_{EW}$) yaitu :



Gambar 5. 50 Hasil momen dan gaya geser ultimit pada tumpuan

Mu tumpuan = 3484,99 kN.m (*Output SAP 2000 v.15*)

Vu tumpuan = 3280,164 kN (*Output SAP 2000 v.15*)



Gambar 5. 51 Momen dan gaya geser ultimit pada lapangan

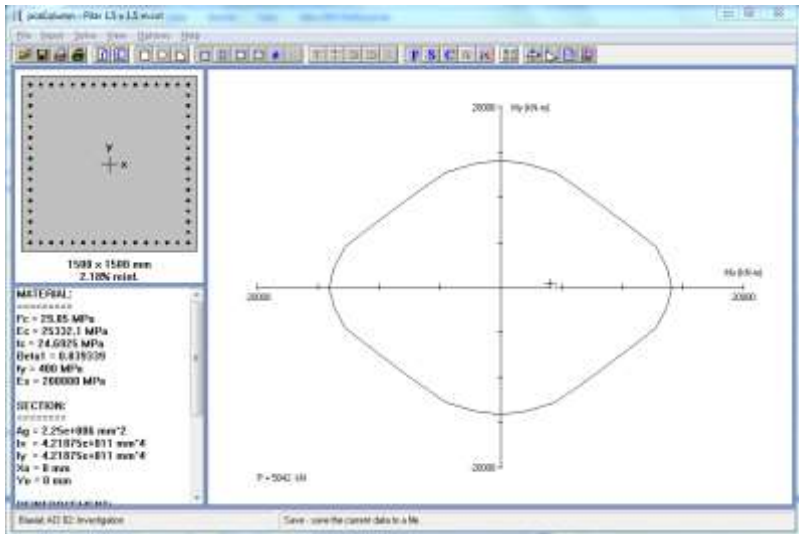
Mu lapangan = 1209,412 kN.m (*Output SAP 2000 v.15*)

Vu lapangan = 1658,69 kN (*Output SAP 2000 v.15*)

5.2.5.3 Perhitungan Penulangan Kolom Pilar

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 29.05 & \text{MPa} & & d' &= 50 & \text{mm} \\
 F_y &= 400 & \text{MPa} & & d &= 1450 & \text{mm} \\
 H &= 1500 & \text{mm} & & \varnothing_{\text{lentur}} &= 32 & \text{mm} \\
 B &= 1500 & \text{mm} & & \varnothing_{\text{geser}} &= 13 & \text{mm} \\
 \\
 P_u &= 5842.246 & \text{kN} \\
 M_x &= 4070.94 & \text{kN.m} \\
 M_y &= 393.31 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 52 Kapasitas penampang kolom dengan PCA COL

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0.0218 \\
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0218 \times 1500 \times 1450 \\
 &= 47415 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Dipasang tulangan} \quad 60 \text{ D } 32 \quad A_s = 48230.4 \text{ mm}^2$$

– **Penulangan Geser**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 814188 \text{ N} & b &= 1000 \text{ mm} \\
 f_c' &= 29.05 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 F_y &= 400 \text{ MPa} & d &= 1450 \text{ mm} \\
 H &= 1500 \text{ Mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29.05} \times 1000 \times 1450 \\
 &= 1302536.3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b w \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1450}{3} \\
 &= 483333.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $814188 > 488451.1$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $488451.1 < 814188 < 976902.19$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $976902.19 > 814188 < 1785869.6$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $1785869.6 > 814188 < 2930706.6$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $2930706.6 > 814188 < 4884511$ **NOT OK**

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 2 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

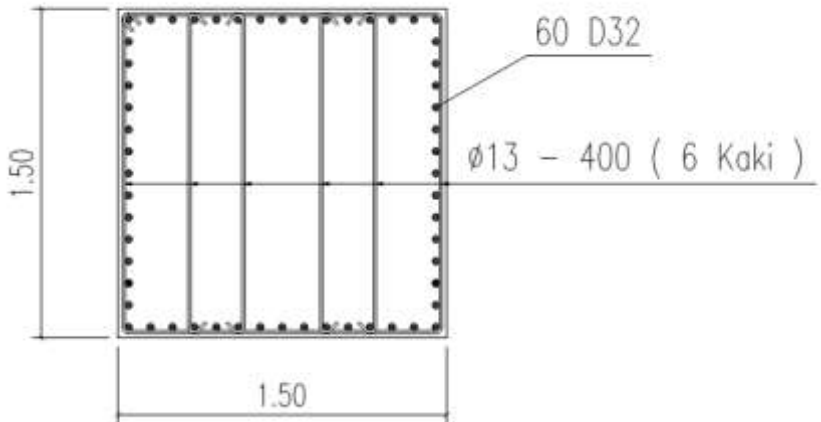
Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter $\emptyset 13$ mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 795.99 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{795.99 \times 400 \times 1950}{1495000}
 \end{aligned}$$

$$= 415.30 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 13 - 400$ (6 Kaki)



Gambar 5. 53 Sketsa penulangan Kolom Pilar

5.2.5.4 Perhitungan Penulangan Pier Head

– Penulangan Lentur Tumpuan

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 29.05 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 F_y &= 400 \text{ MPa} & d &= 1950 \text{ mm} \\
 H &= 2000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{lentur}} &= 28 \text{ mm} \\
 B &= 2300 \text{ mm} & \emptyset_{\text{geser}} &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ tump}} &= 3484.99 \text{ kN.m} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{3484.99}{0.8} = 4356.24 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 29.1}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0315
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.02314829 \\
 &= 0.02361
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 29.1} = 16.199$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{4356.24 \times 10^6}{2300 \times 3802500} \\
 &= 0.50
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16.199} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.199 \times 0.50}{400}} \right) \\
 &= 0.0012
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 & 0.0035 & > & 0.0012 & < & 0.0236
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 2300 \times 1950 \\
 &= 15697.5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 25$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\
 &= 490.625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{490.625} = \frac{15697.5}{490.625} = 31.99$$

As tulangan 490.625

Maka dipakai 32 D25 ($A_s = 15700 \text{ mm}^2$)

Tulangan tarik

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 2300 \times 1950 \\ &= 15697.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 25^2 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{15697.5}{490.625} = 31.99$$

Maka dipakai 32 D25 ($A_s = 15700 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan geser**

$$\begin{aligned} V_u &= 3280164 \text{ N} & b &= 2300 \text{ mm} \\ f_c' &= 29.05 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ F_y &= 240 \text{ MPa} & d &= 1950 \text{ mm} \\ H &= 2000 \text{ Mm} & \phi_v &= 0.75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29.05} \times 2300 \times 1950 \\ &= 4028879.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{s \min} = \frac{b_w \times d}{3}$$

$$= \frac{2300 \times 1950}{3}$$

$$= 1495000 \text{ N}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $3280164 > 1510829.8$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $1510829.8 < 3280164 > 3021659.5$ **NOT OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $3021659.5 < 3280164 < 4142909.5$ **OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $4142909.5 > 3280164 < 9064978.6$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $9064979 > 3280164 < 15108298$ **NOT OK**

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 3 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter $\emptyset 12$ mm

$$A_v = 6 \times A_s$$

$$= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2$$

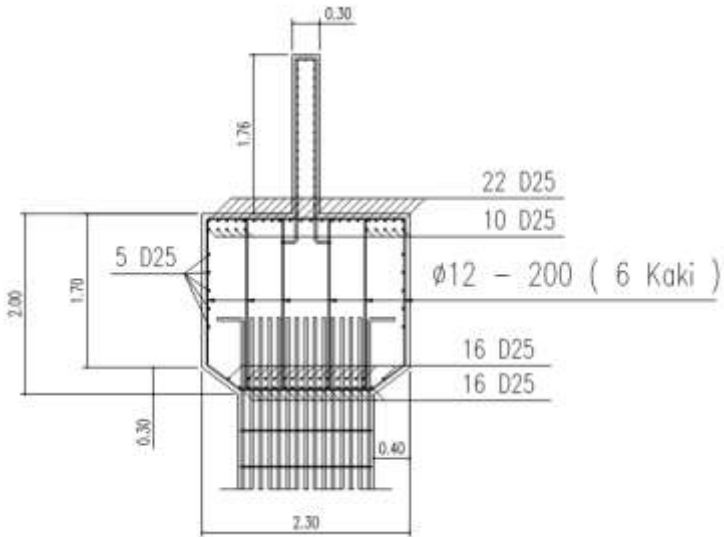
$$= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 144$$

$$= 678.24 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{\dots}$$

$$\begin{aligned}
 & V_s \\
 = & \frac{678.24 \times 240 \times 1950}{1495000} \\
 = & 212.32 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 12 - 200$ (6 Kaki)



Gambar 5. 54 Sketsa penulangan Pier Head tumpuan

- **Tulangan lentur lapangan**

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 29.05 \text{ MPa} & d' = 50 \text{ mm} \\
 F_y = 400 \text{ MPa} & d = 1950 \text{ mm} \\
 H = 2000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{lentur}} = 28 \text{ mm} \\
 B = 2300 \text{ mm} & \emptyset_{\text{geser}} = 13 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ lap}} &= 1209.412 \text{ kN.m} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{1209.412}{0.8} = 1511.765 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 29.1}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0315
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.02314829 \\
 &= 0.02361
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 29.1} = 16.199$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{1511.76 \times 10^6}{2300 \times 3802500} \\ &= 0.40 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.199} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.199 \times 0.40}{400}} \right) \\ &= 0.001 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ \quad \quad 0.0035 > 0.0010 < 0.0236 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 2300 \times 1950 \\ &= 15697.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{15697.5}{490.625} = 31.99$$

Maka dipakai 32 D25 ($As = 15700 \text{ mm}^2$)

Tulangan tarik

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} As' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 2300 \times 1950 \\ &= 15697.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 25^2 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{15697.5}{490.625} = 31.99$$

Maka dipakai 32 D25 ($As = 4906.25 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan geser**

V_u	=	1658690	N	b	=	2300	mm
f_c'	=	29.05	MPa	d'	=	50	mm
F_y	=	240	MPa	d	=	1950	mm
H	=	2000	Mm	ϕ_v	=	0.75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{29.05} \times 2300 \times 1950 \\
 &= 4028879.4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{2300 \times 1950}{3} \\
 &= 1495000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $1658690 > 1510829.8$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $1510829.8 < 1658690 < 3021659.5$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$
 $3021659.5 > 1658690 < 4142909.5$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $4142909.5 > 1658690 < 9064978.6$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $9064979 > 1658690 < 15108298$ **NOT OK**

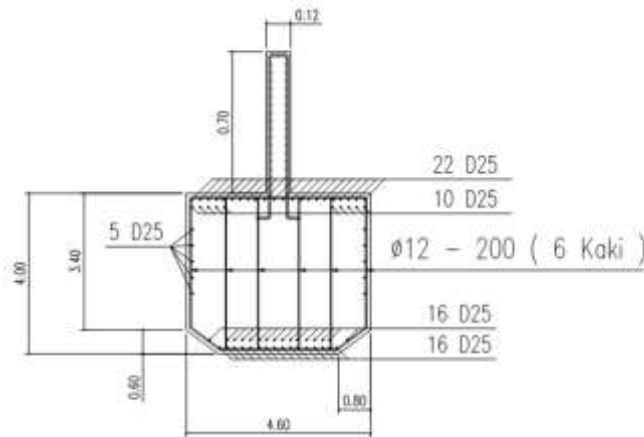
Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 2 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter $\varnothing 12$ mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 678.24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{678.24 \times 240 \times 1950}{1495000} \\
 &= 212.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\varnothing 12 - 200$ (6 Kaki)



Gambar 5. 55 Sketsa penulangan Pier Head lapangan

BAB VI PERLETAKAN JEMBATAN

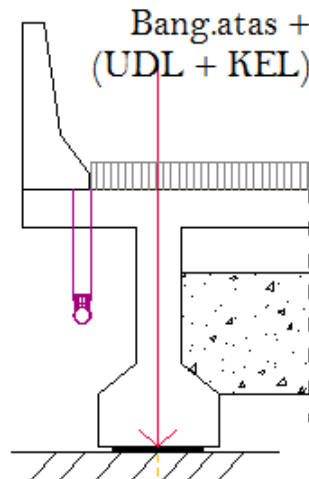
6.1 Preliminari Design Perletakan

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menumpu pelat kantilever dan parapet.



Gambar 6. 1 Beban tegak lurus pada perletakan

1. $\frac{1}{2}$ (Beban parapet 25 m)
 $= 0.283 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12.5 \text{ m}$
 $= 88.4375 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2}$ (Beban mati merata pada reaksi plat kantilever)
 $= 6.7125 \text{ kN/m} \times 12.5 \text{ m}$
 $= 83.91 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2}$ (Beban plat lantai (0.75m)
 $q_{\text{plat}} = 0.25 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12.5 \text{ m}$
 $= 58,59 \text{ kN}$
4. $\frac{1}{2}$ (Beban aspal pada plat lantai (0.75m)
 $q_{\text{aspal}} = 0.10 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 12.5 \text{ m}$
 $= 20.625 \text{ kN}$
5. $\frac{1}{2}$ (Beban genangan hujan pada plat lantai (0.75m)
 $q_{\text{hujan}} = 0.05 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 12.5 \text{ m}$
 $= 4.6875 \text{ kN}$
6. $\frac{1}{2}$ (Beban hidup lalu lintas)
 Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment
 $V_{\text{abt}} = 132.12 \text{ kN}$
7. Beban akibat diafragma
 $q_d = 7 \times 4.5 \text{ kN}$
 $= 31.5 \text{ kN}$
8. $\frac{1}{2}$ (Berat sendiri girder jembatan)
 $q_{\text{girder}} = \frac{1}{2} \times 0.735 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 25 \text{ m}$
 $= 229.69 \text{ kN}$
9. Instalasi salir
 $V_s = 20 \text{ kN}$

Tabel 6. 1 Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan

No	Beban vertikal	Gaya
		(kN)
1	1/2 (Beban parapet (25 m))	88.44
2	1/2 (Beban mati merata pada reaksi plat kantilever)	83.91
3	1/2(Beban plat lantai (0,75 m))	58.59
4	1/2(Beban aspal pada plat lantai (0.75 m))	20.63
5	1/2 (Beban gen. hujan pada plat lantai (0.75 m))	4.69
6	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	132.12
7	Beban akibat diafragma	31.50
8	1/2 Berat sendiri girder	229.69
9	Instalasi salir	20.00
$\Sigma.V$ elastomer		669.56

– **Beban horizontal terhadap perletakan**

1. **Gaya Rem**

$$\begin{aligned} T_{rem} &= 250 \text{ kN} : 9 \\ &= 27,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. **Gaya Gesekan**

$$\begin{aligned} T_b &= 537.44 \text{ kN} \times 0,8 \\ &= 429.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. **Beban gempa akibat bangunan atas**

$$\begin{aligned} E_q &= 4847.25 \text{ kN} : 9 \\ &= 538.583 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 6. 2 Tabel rekapitulasi beban horisontal

No	Beban horisontal	Gaya
		(kN)
1	Gaya rem	27.78
2	Gaya gesekan	429.95
3	Beban gempa akibat bangunan atas	538.58
$\Sigma.H$ elastomer		996.31

6.1.2 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (e).

Tabel 6. 3 Lampiran tabel spesifikasi elastomer

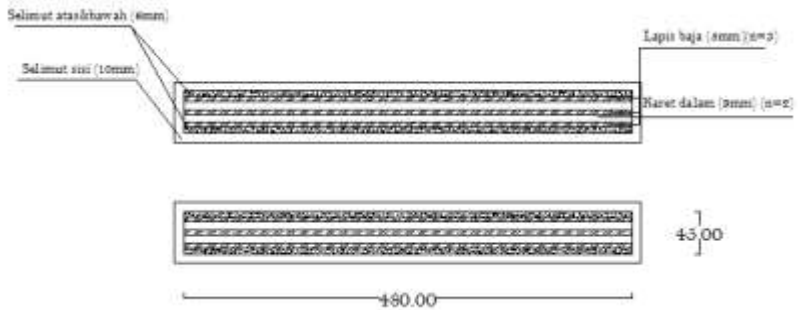
Tabel 7.4(e)

Ukuran denah 480 mm x 250 mm		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan mm	Kekakuan	Kekakuan	Kekakuan	Kapasitas lendutan geser mm	Beban tetrak pada perputaran nol		Beban tetrak pada perputaran maksimum	
		tekanan terhitung pada geser nol 10^3 kN/m ²	geser rata-rata 10^3 kN/m	perputaran terhitung kNm/rad		pada geser maksimum kN	pada geser nol kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN
Tebal karet dalam 9									
2	45	829	2.76	1080	21.0	1383	1587	637	857
4	73	536	1.73	684	28.2	1379	1587	661	874
6	101	397	1.25	505	33.0	1337	1445	889	882
8	129	314	0.99	400	42.0	928	1135	676	886
Tebal karet dalam 12									
2	51	504	2.30	676	24.5	1033	1478	546	740
4	85	293	1.38	360	32.1	1076	2192	559	728
6	119	206	0.99	253	42.0	686	851	547	723
Tebal karet dalam 15									
2	57	310	1.97	380	27.1	834	1190	466	628
4	97	189	1.15	207	36.0	670	795	467	609
6	137	117	0.81	142	48.0	448	561	449	561

Sesuai dengan lampiran diatas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis – jenis elastomer pada peraturan BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 x 187.

Tabel 6. 4 Dimensi perletakan elastomer

Jumlah lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas & bawah	Tebal Pelat baja	IHRD
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
2	9	45	10	6	5	53



Gambar 6. 2 Sketsa rencana elastomer jembatan

Tabel 6. 5 Data dan spesifikasi elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus total	B	2000	Mpa
4	Panjang perletakan	a	480	mm
5	Lebar perletakan	b	300	mm
6	Tebal selimut	tc	10	mm
7	Tebal lapis dalam	ti	45	mm
8	Tebal lapis efektif selimut	te	16	mm
9	Tebal lapis efektif dalam	te	45	mm
10	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11	Tebal total elastomer	t	65	mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At	144000	mm ²
15	Luas denah dari permukaan terikat	A	-	-

6.1.3 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6, terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δ_a = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δ_b = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A.eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta_a = \delta_b \text{ (Perletakan persegi) } = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G}$$

$$\delta_a = \delta_b = \frac{996311,11 \text{ N} \times 65 \text{ mm}}{1000 \times 144000 \text{ mm} \times 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta_a = \delta_b = 0,652$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$A.\text{eff} = A_t \times \left(1 - \frac{\delta_a}{a} - \frac{\delta_b}{b} \right)$$

$$A.\text{eff} = 144000 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0,6518}{480} - \frac{0,652}{300} \right)$$

$$A.\text{eff} = 143491,616$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A.\text{eff}}{0,8 A} \geq 1,0$$

$$\frac{143491.62}{115200} \geq 1,0$$

1,25 > 1,0 (OK)

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t}$$

$$S = \frac{480 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}}{2 \times (780) \times 16}$$

S = 5,77 (OK)

2. Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha_a = \alpha_b =$ Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$\alpha_a = \alpha_b = 0,035$ radian

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha_a \times a^2 + \alpha_b \times b^2}{2 \times t_i \times t}$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{0,035 \times 230400 + 0,035 \times 90000}{2 \times 45 \times 65}$$

$\varepsilon_{sr} = 1,91$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times SV \times 10^3}{3 \times A.\text{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times 3862,83 \times 10^3}{3 \times 143492 \times 0,69 \times (1 + 66,568)}$$

$$\varepsilon_{sc} = \mathbf{1,154}$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\delta_s}{t}$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{1,3035}{65}$$

$$\varepsilon_{sh} = \mathbf{0,02}$$

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh}$$

$$\varepsilon_T = 1,91 + 1,154 + 0,02$$

$$\varepsilon_T = \mathbf{3,09}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum :

$$\varepsilon_T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

$$3,09 \leq \frac{2,60}{\sqrt{0,69}}$$

$$\mathbf{3,09 \leq 3,13 \text{ (OK)}}$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0.9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0.7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,02$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh. maks}}{\varepsilon_{sh}} > 1.0$$

$$\frac{0.70}{0.02} > 1.0$$

$$34,91 > 1.0 \quad (\text{OK})$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 669,56 \text{ kN}$$

$$V.LL = 132,12 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\frac{1.4 \times V}{\text{esc} \times V.LL} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

$$\frac{1.4 \times 669,56 \text{ kN}}{1,155 \times 132,12 \text{ kN}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

$$6,14 \geq 1.0 \quad (\text{OK})$$

5. Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata-rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times A_t}{V} \geq 1.0$$

$$\frac{15 \times 144000}{669557.50} \geq 1.0$$

$$\mathbf{3,23 \geq 1.0 (OK)}$$

6. Pemeriksaan 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$EH = 99360 \times 1 - \frac{1}{1.6 + 0.625}$$

$$\mathbf{EH = 54703,82}$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{300} \times 6 \frac{1584}{300}$$

$$\mathbf{C = 54,69}$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 b}}$$

$$E = 54704 + \frac{1255.96}{1 + \frac{1255.96}{1500}}$$

$$\mathbf{E = 55387.41}$$

$$dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$dc = 45 \times \frac{669557500}{55387 \times 144000}$$

$$dc = 3,77$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$$

$$\frac{16,8 + 10,5}{4 \times 3,77} \geq 1.0$$

$$1,81 \geq 1.0 \quad (\text{OK})$$

7. Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$$

$$\frac{600 \times 0,69 \times 5,77 \times 143492}{1000 \times 670} \geq 1.0$$

$$511,87 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

8. Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

$$ts \quad (\text{tebal plat baja}) \quad = 5,0 \text{ mm}$$

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1.0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1.0 = \mathbf{1,67 \geq 1.0 (OK)}$$

$$\frac{ts \times A \times fsy}{3000 \times V \times ti} \geq 1.0$$

$$\frac{5 \times 144000 \times 950}{3000 \times 669,56 \times 155} \geq 1.0$$

$$\mathbf{7,57 \geq 1.0 (OK)}$$

9. Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.\text{eff})}{H} \geq 1.0$$

$$\frac{0.1 \times 669560 + 4.53 \times 10^8}{996311,11} \geq 1.0$$

$$\mathbf{43,21 \geq 1.0 (OK)}$$


Tabel 6. 6 Tabel rekapitulasi pemeriksaan elastomer

No	Jenis Pemeriksaan	Kontrol	Cek
1	Pemeriksaan 1 (Pemeriksaan Luas efektif minimum)	$\frac{A_{\text{eff}}}{0,8 A} \geq 1,0$ <p>1,25 > 1,0</p>	(OK)
2	Pemeriksaan 2 (Pemeriksaan Regangan total maksimum)	$\epsilon T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$ <p>3,09 ≤ 3,13</p>	(OK)
3	Pemeriksaan 3 (Pemeriksaan Regangan maksimum)	$\frac{\epsilon_{\text{sh. maks}}}{\epsilon_{\text{sh}}} > 1.0$ <p>34,91 > 1.0</p>	(OK)
4	Pemeriksaan 4 (Pemeriksaan Batas leleh)	$\frac{1.4 \times V}{\epsilon_{\text{sc}} \times V \cdot LL} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$ <p>6,14 > 1.0</p>	(OK)
5	Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan tegangan maksimum rata - rata)	$\frac{15 \times A_t}{V} \geq 1.0$ <p>3,23 > 1.0</p>	(OK)
6	Pemeriksaan 6 (Pemeriksaan		(OK)

	perputaran maksimum)	$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$ $1,81 > 1.0$	
7	Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan stabilitas tekan)	$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$ $511,86 > 1$	(OK)
8	Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)	$\frac{t_s}{3} \geq 1.0 \rightarrow 1,67 \geq 1.0$ $\frac{t_s \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times t_i} \geq 1.0$ $7,57 > 1.0$	(OK)
9	Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)	$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.eff)}{H} \geq 1.0$ $43,21 > 1.0$	(OK)

Dari hasil 9 pemeriksaan terhadap dimensi elastomer yang direncanakan, maka elastomer **480 x 300 x 45** dapat digunakan sebagai perletakan jembatan.

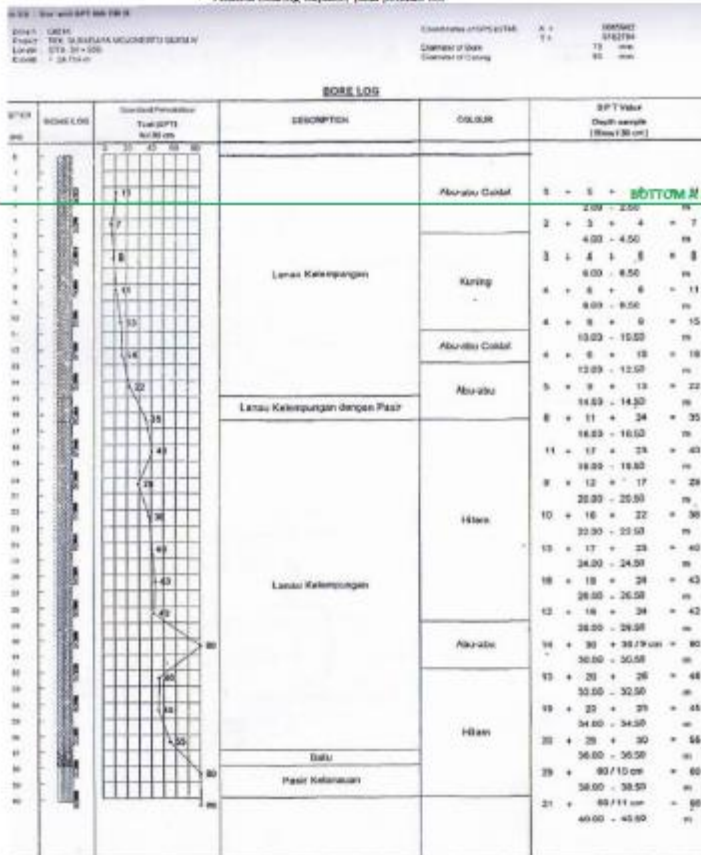
LAMPIRAN

 PT. WIJAYA KARYA (Persero) ENGINEERING DSU	CALCULATION SHEET	
	Title :	
	DESAIN PONDASI ABUTMENT I DAN 2	
	JEMBRATAN SUMBER WARU PROYEK JALAN TOL SURABAYA - MOJOKERTO SEKSI 4	Date : Date :

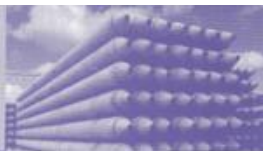
2.2 Data Investigasi Tanah

Dilakukan perhitungan :

- Koefisien lateral tanah pada Bor Pile
- Analisis Bearing Capacity pada pondasi bor



PC SPUN PILES



Description

Type of piles	: Prestressed Concrete Spun Piles
System of joints	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard)
	: Mamina
Method of Driving	: Dynamic Pile Driving (Diesel or Hydraulic Hammer) Static Pile Driving (Hydraulic Static Pile Driver/Jacking Pile)

WIKA **BETON**

Innovation and Trust

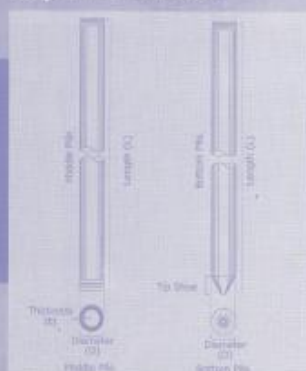
Design and Manufacturing References

Design	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Spun Concrete Piles
	ACT 543R - 00	Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles
	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
Manufacturing	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Spun Concrete Piles
	WB-PRD-PS-16	Production Manufacturing Procedure

Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product type I Special order : type II or V
Admixture	ASTM C494 - 1999	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03-2834-1993 SNI 03-2493-1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	Compressive strength fc 32Mpa (601 kg/cm ² for cube sample)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SPBD 1275/1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMP
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS-400
Welding	JWS1 / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A5.1/E6013 NKKK STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

Shape and Dimension



Specification

Diameter D (mm)	Thickness t (mm)	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Class	Bending Moment Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)	Length L (m)
300	60	452	113	A2	2.50	3.75	72.60	6 - 13
				A3	3.00	4.50	70.75	
				B	3.30	4.95	67.50	
350	65	582	145	A1	3.50	5.25	93.10	6 - 15
				A3	4.20	6.30	89.50	
				B	5.00	7.50	86.40	
400	75	766	191	A2	5.50	8.25	121.10	6 - 16
				A3	6.50	9.75	117.60	
				B	7.50	11.25	114.40	
450	80	930	232	A2	8.00	12.00	151.50	6 - 18
				A3	9.00	13.50	147.00	
				B	10.00	15.00	143.00	
500	90	1150	290	A1	10.50	15.75	185.30	6 - 18
				A2	12.50	18.75	181.70	
				A3	14.00	21.00	178.20	
600	100	1571	393	A1	15.00	22.50	252.70	6 - 20
				A2	19.00	28.50	249.00	
				A3	22.00	33.00	243.20	
800	120	2564	641	A1	25.00	37.50	513.30	6 - 24
				A2	29.00	43.50	499.17	
				A3	33.00	49.50	485.00	
1000	140	3782	946	A1	40.00	60.00	818.00	6 - 24
				A2	46.00	69.00	793.17	
				A3	51.00	76.50	775.00	
1000	140	3782	946	B	55.00	82.50	1100.00	6 - 24
				C	65.00	97.50	940.00	
				B	105.00	157.50	2100.00	
1000	140	3782	946	A1	75.00	112.50	1518.00	6 - 24
				A2	82.00	123.00	1461.67	
				A3	93.00	139.50	1413.66	
1000	140	3782	946	B	105.00	157.50	2100.00	6 - 24
				C	120.00	180.00	1890.00	
				B	105.00	157.50	2100.00	

BAB VII PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Sesuai dengan analisa data dan kondisi eksisting jembatan Sumberwaru, maka pada perencanaan ulang jembatan underpass Sumberwaru pada ruas jalan tol Surabaya – Mojokerto seksi IV STA 34 + 913 didapat beberapa poin kesimpulan, meliputi :

1. Pengaman pada sisi tepi jembatan tidak dilakukan modifikasi, tetap menggunakan parapet beton cor konvensional dengan mutu $f_c' 25$ Mpa pada sisi tepi jembatan dengan dimensi 1100 x 450 mm, menggunakan tulangan utama D13 – 250, dan tulangan bagi 10 Ø12. Untuk memperhalus bagian permukaan parapet, pada pelaksanaan pengecoran menggunakan cover parapet *precast*.
2. Pelat lantai Jembatan didesain dengan tebal 250 mm dengan mutu $f_c' 25$ Mpa dengan tulangan utama D16 – 150 dan tulangan bagi D13 – 200. Pelat kantilever pada sisi tepi jembatan memiliki tebal yang sama yaitu 250 mm dan dipasang tulangan lentur D16 – 150 dan tulangan bagi D13 – 300. Pada perencanaan ulang perhitungan beban aspal sudah mencakupi beban untuk *overlay* lapis permukaan jembatan dengan tebal *overlay* 50 mm.
3. Girder jembatan Sumberwaru pada kondisi eksisting menggunakan *girder I precast* dengan 1 span bentang 46,0 m, tinggi girder 2,10 m. Pada modifikasi ulang didesain dengan menggunakan balok girder konvensional mutu $f_c' 25$ Mpa tipe balok - T dengan dimensi 1700 mm x 800 mm. Dipasang tulangan lentur 24 D-32, tulangan torsi 4 D32, dan tulangan geser (sengkang 2 kaki Ø12 – 500), menggunakan 2 span dengan tambahan pilar yang membagi bentang jembatan menjadi 21 dan 25 m.
4. Pada girder bentang 21 m dipasang diafragma dengan jumlah 5 buah disetiap balok girder dan jarak antar diafragma sebesar 5,25 m. Dan pada bentang 25 m dipasang diafragma berjumlah 7 buah yang dipasang sepanjang girder jembatan dengan jarak antar

diafragma 4,17 m. Dimensi diafragma 1500 mm x 800 mm dipasang tulangan lentur atas bawah 5 D16 dan tulangan geser 2 kaki $\text{Ø}12 - 250$.

5. Sistem drainase untuk mengalirkan genangan air hujan pada jembatan Sumberwaru menggunakan pipa PVC $\text{Ø} 4 "$ yang dipasang dibawah pelat kantilever jembatan
6. Abutmen pada jembatan (A1 dan A2) memiliki tinggi keseluruhan 9,99 m (menyesuaikan dengan kondisi eksisting tanah timbunan dan elevasi jalan tol Surabaya – Mojokerto seksi IV). Dengan lebar normal 32,4 m, dan untuk lebar skew abutmen sebesar 37,30 m dengan kemiringan arah y sebesar 30° Terbagi atas beberapa bagian struktur abutmen meliputi : pile cap, breast wall, korbelt belakang dan long stopper. Mutu beton abutmen menggunakan beton $f_c' 25 \text{ MPa}$.
7. Penulangan pada abutmen untuk breast wall dipasang tulangan lentur D32 – 100, tulangan bagi D22 – 300, dan sengkang 12 kaki $\text{Ø}12 - 400$. Penulangan longitudinal stopper dipasang tulangan lentur D25 – 200, tulangan bagi D16 – 400. Penulangan korbelt belakang dipasang tulangan lentur D25 – 200, tulangan bagi D16 – 200 dan sengkang 1 kaki D13 – 150 . Penulangan pile cap (Poer) dipasang tulangan lentur D32 – 150, tulangan bagi D16 – 200 dan sengkang 6 kaki $\text{Ø}12 - 400$.
8. Abutmen menggunakan bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D22 – 150, tulangan bagi D16 – 150 , dengan lebar wing wall 4,0 m dan tebal 0,3 m untuk menahan longsoran pada tanah timbunan dibelakang abutmen dan pelat injak tebal 250 mm dimodifikasi dengan menambah panjang pelat injak yang semula 3,52 m (Skew) menjadi 5,50 m (skew) dipasang tulangan utama D16 – 100 dan tulangan bagi $\text{Ø}13 - 200$ dan untuk mengikatkan plat injak dengan bagian abutmen korbelt belakang menggunakan angkur diameter 22 yang dipasang disetiap jarak 1,0 m.
9. Tanah timbunan dibelakang abutmen menggunakan tanah dengan Berat Jenis tanah $17,2 \text{ kN/m}^3$. Dengan tinggi dari elevasi muka tanah asli 8,46 m

10. Dikarenakan menggunakan balok girder konvensional maka desain jembatan *underpass* Sumberwaru menggunakan pilar diantara 2 abutmen jembatan. Pilar terletak 21 m dari sisi A1. Pilar didesain tidak skew dan menggunakan 4 kolom pilar dimensi 1,5 x 1,5 m dengan tinggi kolom 5,0 m. Komponen pilar meliputi : pier head, long stopper, kolom dan pile cap di cor konvensional dengan mutu beton $f_c' 25 \text{ Mpa}$.
11. Penulangan pilar meliputi Poer (Pile Cap) dengan tulangan utama D25 – 100, tulangan bagi D16 – 200, dan sengkang 6 kaki $\emptyset 12 - 400$. Penulangan kolom pilar dipasang tulangan lentur 60 D32, dan tulangan bagi D13 – 100. Penulangan pier head dipasang tulangan lentur 32 D25 dan tulangan geser 6 kaki D13 – 400 dan untuk penulangan long stopper dipasang tulangan utama D25 – 80 dan tulangan bagi D13 – 100.
12. Pondasi pada abutmen menggunakan pondasi tiang pancang $\emptyset 60 \text{ cm}$, merupakan modifikasi dari kondisi eksisting yang menggunakan bore pile $\emptyset 80 \text{ cm}$. Tiang pancang abutmen didesain 3 baris dengan total 54 tiang pancang. Menggunakan wika pile (pancang precast) tebal 0,10 m dengan kedalaman 26,0 m, dengan kelas A1 dan mutu beton 498 Mpa. Jarak normal arah y tiang pancang adalah 2,08 m, dan jarak pancang arah x adalah 1,56 m.
13. Pondasi pada pilar menggunakan pondasi tiang pancang $\emptyset 60 \text{ cm}$. menggunakan konfigurasi tiang pancang 3 baris dengan total jumlah tiang pancang adalah 54 buah. Kedalaman tiang pancang adalah 26,0 m dan menggunakan tiang pancang wika pile (pancang precast) dengan tebal 0,10 m. Tiang pancang kelas A1 dengan mutu 498 MPa. Konfigurasi tiang pancang dengan jarak antar tiang pancang (arah y) adalah 1,80 m dan jarak x adalah 1,70 m.
14. Data tanah yang digunakan sebagai analisa pondasi jembatan adalah data boring pada titik DB – 16 STA 34 + 930, dengan koordinat $x = 665982$; $y = 9182784$.
15. Perletakan jembatan menggunakan elastomer laminasi bearing pad dengan IHRD 53 dan modulus geser 0,69 Mpa. Dimensi

elastomer 480 x 300 x 45 mm dengan jumlah lapis karet dalam 2 buah dengan tebal masing – masing karet dalam 9 mm, tebal selimut sisi atas dan bawah 6 mm, dan tebal pelat baja 5 mm.

16. *Expansion joint* menggunakan baja plat siku L 150 x 15 mm yang dipasang disetiap dilatasi antara kepala jembatan / pilar (longstopper abutmen dan long stopper pilar) dengan girder jembatan, dan antara pelat injak dengan long stopper abutmen. *Expansion joint* plat siku dipasang dengan angker Ø 22 mm dan di las listrik.

7.2 Saran

Pada modifikasi Desain Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 pada ruas jalan tol Surabaya – Mojokerto seksi IV Kabupaten Mojokerto terdapat beberapa saran dari penulis, meliputi :

1. Dengan adanya penambahan pilar pada jembatan *underpass* Sumberwaru, maka disarankan untuk menambah *guard rail* sebagai pengaman kolom pilar agar terlindung dari benturan kendaraan. Dikarenakan posisi pilar dekat dengan jalan warga desa Sumberwaru yang melintas dibawah jembatan.
2. Penambahan guard rail juga disarankan didepan dinding abutmen yang dilintasi kendaraan warga. Agar melindungi dinding abutmen dari benturan kendaraan.
3. Posisi pilar yang berada di sisi saluran drainase warga desa sumberwaru, maka disarankan untuk memasang turap / slope protection agar tidak terjadi longsor dari timbunan pile cap pada pilar.
4. Untuk *overlay* lapis permukaan aspal jembatan Sumberwaru direncanakan hanya untuk overlay 1 kali dengan tambahan lapis 5 cm. Dan jika dilakukan overlay lebih dari ketebalan yang direncanakan disarankan untuk melakukan pembongkaran lapis permukaan yang lama dan mengganti dengan lapis baru dengan ketebalan total maksimal 10 cm.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2004, *RSNI T- 12 – 2004 (Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)*
- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2005, *RSNI T – 02 – 2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2002, *SNI 03 – 2847 - 2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton)*
- Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES, DEA, 2007. *Jembatan*
- Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Bina Marga Direktorat Bina Program Jalan, *Bridge Management System 1992*
- Anugrah Pamungkas, Ermy Hariyanti, 2012. *Desain Pondasi Tahan Gempa*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, *SNI 03 – 2833 - 2013 (Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa)*

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Rizal Dwi Saputra, lahir di Mojokerto pada tanggal 12 Maret 1994, penulis menempuh pendidikan formal di SDN Sumbersono Mojokerto, SMPN 1 Dlanggu Mojokerto, SMAN 1 Gondang Mojokerto, setelah lulus melanjutkan pendidikan di Diploma III Teknik Sipil ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113 030 094. Penulis mengambil konsentrasi studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PT. Wijaya Karya, Tbk (Persero) pada proyek “ Pembangunan Jalan Tol Surabaya – Mojokerto seksi IV ”. Pada program studi Diploma III Teknik Sipil ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir Terapan dibidang struktur dengan judul “ Modifikasi Desain Struktur Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 pada Ruas Jalan Tol Surabaya – Mojokerto Seksi IV Kabupaten Mojokerto ”. Penulis dihubungi via email rizalsheila@gmail.com

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Thahaq Saif Ali, lahir di Malang pada tanggal 15 Juli 1994, penulis menempuh pendidikan formal di SDN 10 Padang Lua, SMPN 2 Bukittinggi, SMAN 2 Bukittinggi setelah lulus melanjutkan pendidikan di Diploma III Teknik Sipil ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113 030 068. Penulis mengambil konsentrasi studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PT. Wijaya Karya, Tbk (Persero) pada proyek “ Pembangunan Jalan Tol Surabaya – Mojokerto seksi IV ”. Pada program studi Diploma III Teknik Sipil ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir Terapan dibidang struktur dengan judul “ Modifikasi Desain Struktur Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 pada Ruas Jalan Tol Surabaya – Mojokerto Seksi IV Kabupaten Mojokerto ”. Penulis dihubungi via email thahaqsaif.a@gmail.com