

## **TUGAS AKHIR**

# **PERANCANGAN ULANG JEMBATAN BAE – BESITO (KARANGSAMBUNG) DENGAN PCI-GIRDER (*REDESIGN OF BAE – BESITO (KARANGSAMBUNG) BRIDGE WITH PCI-GIRDER*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



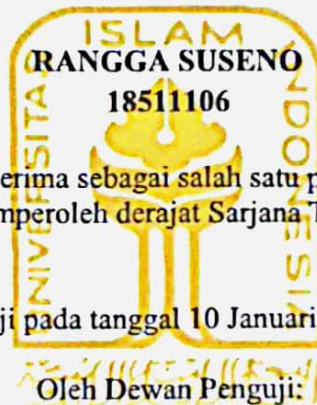
**RANGGA SUSENO  
18511106**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2023**

**TUGAS AKHIR**

**PERANCANGAN ULANG JEMBATAN BAE-BESITO  
(KARANGSMABUNG) DENGAN PCI-GIRDER  
(REDESIGN OF BAE – BESITO (KARANGSAMBUNG)  
BRIDGE WITH PCI-GIRDER)**

Disusun oleh



Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 10 Januari 2023

**Pembimbing**

Suharyatma, Ir., M.T.  
NIK: 865110201

**Penguji I**

Jafar, S.T., MURP., M.T.  
NIK: 185111305

**Penguji II 18/01/2023**

Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T.  
NIK: 185111304

Mengesahkan,  
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. Eng.  
NIK: 095110101



## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 28 Desember 2022

Yang membuat pernyataan,



Rangga Suseno

18511106

## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji hanya bagi Allah Subhanahu Wa Ta'ala. Dengan taufik serta pertolongan Allah, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perencanaan Ulang Jembatan Bae-Besito (Karangsambung) Dengan PCI-Girder. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penulis yakin bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan, namun berkat saran dan kritik dari berbagai pihak, Tugas Akhir ini dapat diselesaikan.

Ucapan terima kasih sebesar- besarnya ditujukan kepada :

1. Bapak Dr.-Ing. Ir. Ilya Fadjar Maharika, MA., IAI., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
2. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. Suharyatma, M.T., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan dukungan.
4. Bapak/Ibu Dosen Penguji.
5. Seluruh dosen, pengajar, laboran, asisten dosen, serta staff dan karyawan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan banyak ilmu serta memberikan fasilitas dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Kedua orang tua penulis, Rif'an Sholihin dan Siti Zumrotun, yang selalu memberikan dukungan dan pengertian, semoga Allah menjaga keduanya.
7. Kepala Badan Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus, yang telah memberikan izin terhadap penelitian ini.
8. Kepala Dinas Pekerjaan Umum dan Penataan Ruang Kabupaten Kudus, yang telah membantu dalam data yang dibutuhkan dalam penelitian ini.

9. Teman-teman seperbimbingan tugas akhir, Adam, Fakhri, Salsa, dan kawan-kawan yang telah memberikan masukan dan berdiskusi dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.
10. Teman-teman Teknik Sipil UII angkatan 2018 yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.
11. Seluruh pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Akhirnya penulis Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya. Shalawat dan salam semoga senantiasa Allah limpahkan kepada Rasulullah *Shalallahu 'Alaihi Wa Sallam*, keluarga beliau, para sahabat dan orang-orang yang mengikuti mereka dengan kebaikan hingga hari kiamat.

Yogyakarta, 28 Desember 2022

Penulis,

Rangga Suseno  
18511106

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	ii
Lembar Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR LAMPIRAN	xxii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xxiii
ABSTRAK	xxvii
<i>ABSTRACT</i>	xxviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.2.1 Modifikasi Desain Struktur Jembatan Dengan Gelagar Beton Pratekan	5
2.2.2 Perancangan Jembatan Beton Prategang Berdasarkan SNI	6
2.2.3 Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang	6
2.2.4 Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0 – 152.	6
2.3 Keabsahan Penelitian	7

BAB III LANDASAN TEORI	9
3.1 Definisi Jembatan	9
3.2 Jenis Jembatan	9
3.3 Bagian – Bagian Jembatan	10
3.3.1 Struktur Bawah Jembatan	11
3.3.2 Struktur Atas Jembatan	11
3.3.3 Jalan Pendekat ( <i>Oprit</i> )	11
3.3.4 Bangunan Pengaman	11
3.4 Jembatan Gelagar ( <i>Beams</i> )	12
3.5 Gelagar I Prategang	12
3.6 Balok Precast	13
3.7 Prinsip Balok Prategang	14
3.5.1 Tipe Penarikan Baja Prategang	15
3.8 Kondisi Eksisting Jembatan	18
3.8.1 Eksisting Jembatan	18
3.8.2 Data Tanah	20
3.9 Tipe Pilar	21
3.10 Tipe <i>Abutment</i>	21
3.11 Penentuan Pondasi	22
3.12 Pembebanan	23
3.12.1 Beban Primer	23
3.12.2 Beban Lajur	25
3.12.3 Beban Rem (TB)	28
3.12.4 Beban Pejalan Kaki (TP)	29
3.12.5 Beban Temperatur ( <i>EUn</i> )	29
3.12.6 Beban Angin Pada Struktur ( <i>EWs</i> )	31
3.12.7 Beban Gempa (EQ)	33
3.12.8 Beban Akibat Tekanan Tanah	42
3.12.9 Tekanan Tanah Akibat Gempa	45
3.13 Kombinasi Pembebanan	47
3.14 Perancangan Elemen - Elemen Jembatan	48

3.14.1	Struktur Atas Jembatan	48
3.14.2	Struktur Bawah Jembatan	67
3.15	Perancangan Penulangan Jembatan	74
3.15.1	Penulangan Lentur	74
3.15.2	Penulangan Geser	76
<b>BAB IV</b>	<b>METODELOGI</b>	<b>8</b>
4.1	Objek Perencanaan	8
4.2	Data Jembatan	78
4.3	Penentuan Rencana Jembatan	79
4.3.1	Bentang Jembatan	79
4.3.2	Lebar Jembatan	79
4.3.3	Penampang Girder PCI Rencana	80
4.4	Metode Perencanaan	81
<b>BAB V</b>	<b>HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	<b>56</b>
5.1	Tinjauan Umum	56
5.1.1	Data Teknis Jembatan	56
5.1.2	Data Bahan	94
5.2	Perancangan Pelat Jembatan	96
5.2.1	Pembebanan Pelat Jembatan	96
5.2.2	Pemodelan SAP2000	99
5.2.3	Penentuan Momen Ultimate ( $M_u$ )	103
5.2.4	Penulangan Pelat Jembatan	105
5.3	Perancangan PCI-Girder Jembatan	112
5.3.1	Modulus Penampang PCI-Girder	114
5.3.2	Pembebanan PCI-Girder	119
5.3.3	Penentuan Jumlah Tendon	133
5.3.4	Perhitungan Kehilangan Prategang	142
5.3.5	Kontrol Tegangan Prategang	164
5.3.6	Kapasitas Lentur Penampang	175
5.3.7	Penulangan Balok Prategang	178
5.3.8	Kapasitas Geser Penampang	179



5.3.9	Desain Tulangan <i>Shear Connector</i>	183
5.3.10	Kontrol Defleksi Balok Prategang	185
5.3.11	Desain Tulangan <i>Bursting</i>	189
5.4	Perancangan <i>Abutment</i> Jembatan	193
5.4.1	Data Struktur Jembatan	193
5.4.2	Pembebanan <i>Abutment</i>	195
5.4.3	Desain Tulangan <i>Abutment</i>	256
5.4.4	Desain Fondasi <i>Abutment</i>	295
5.5	Perancangan Pilar Jembatan	322
5.5.1	Data Struktur Jembatan	323
5.5.2	Pembebanan Pilar Jembatan	325
5.5.3	Desain Tulangan Pilar Jembatan	359
5.5.4	Desain Pondasi Pilar Jembatan	373
5.6	Pembahasan	402
5.6.1	Gelagar Jembatan	402
5.6.2	<i>Abutment</i> Jembatan	402
5.6.3	Pilar Jembatan	402
5.6.4	Pondasi Jembatan	402
<b>BAB VI</b>	<b>KESIMPULAN DAN SARAN</b>	<b>404</b>
6.1	Kesimpulan	404
6.2	Saran	405
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>		<b>406</b>

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	8
Tabel 3. 1	Jenis Jembatan Bentang Ekonomis	12
Tabel 3. 2	Berat Isi Untuk Beban Mati	23
Tabel 3. 3	Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	24
Tabel 3. 4	Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan	25
Tabel 3. 5	Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D"	26
Tabel 3. 6	Faktor Beban Untuk Beban "T"	28
Tabel 3. 7	Faktor Kepadatan Lajur	29
Tabel 3. 8	Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal	30
Tabel 3. 9	Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal	30
Tabel 3. 10	Nilai $V_0$ dan $Z_0$ Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	32
Tabel 3. 11	Tekanan Angin Dasar	32
Tabel 3. 12	Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (FPGA/Fa)	36
Tabel 3. 13	Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 1,0 Detik (Fv)	37
Tabel 3. 14	Kasifikasi Kelas Situs	39
Tabel 3. 15	Zona Gempa	40
Tabel 3. 16	Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah	41
Tabel 3. 17	Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	41
Tabel 3. 18	Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	42
Tabel 3. 19	Sudut Geser Berbagai Material	44
Tabel 3. 20	Kombinasi Beban dan Faktor Beban	48
Tabel 3. 21	Kehilangan Prategang Pada Gelagar Pascatarik	53
Tabel 3. 22	Variasi korelasi N-SPT dengan $C_u$ tanah lempung (Terzaghi dan Peck, 1967)	73
Tabel 5.1	Data Tendon Prategang	95
Tabel 5.2	Berat Jenis Material	96

Tabel 5.3	Rekapitulasi Momen	103
Tabel 5.4	Momen Pakai	103
Tabel 5.5	Kombinasi Penentuan Momen Ultimate	104
Tabel 5.6	Modulus Penampang Nonkomposit Gelagar	115
Tabel 5.7	Modulus Penampang Komposit Gelagar	117
Tabel 5.8	Nilai Kecepatan Gesekan Angin ( $V_0$ ) dan Panjang Gesekan ( $Z_0$ )	126
Tabel 5.9	Statis Momen Distribusi Gaya Angin	128
Tabel 5.10	Rekapitulasi Momen Akibat Beban Tak Terfaktor	130
Tabel 5.11	Rekapitulasi Gaya Geser Akibat Beban Tak Terfaktor	130
Tabel 5.12	Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Kuat I	131
Tabel 5.13	Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Daya Layan I	131
Tabel 5.14	Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Daya Layan III	132
Tabel 5.15	Posisi Tendon Pada Tengah Bentang	136
Tabel 5.16	Posisi Tendon Pada Ujung Bentang	138
Tabel 5.17	Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur	140
Tabel 5.18	Rekapitulasi Perhitungan Trace dan Letak Tendon	141
Tabel 5.19	Kehilangan Prategang Pada Gelagar Pascatarik	142
Tabel 5.20	Perhitungan Inersia Gelagar Saat Transfer	143
Tabel 5.21	Perhitungan Inersia Gelagar Saat Final Nonkomposit	145
Tabel 5.22	Perhitungan Inersia Gelagar Saat Final Komposit	148
Tabel 5.23	Rekapitulasi Kehilangan Prategang Akibat Gesekan Angkur	150
Tabel 5.24	Kehilangan Prategang Akibat Pergeseran Angkur	152
Tabel 5.25	Rekapitulasi Kehilangan Prategang Pada Tengah Bentang	164
Tabel 5.26	Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Transfer	166
Tabel 5.27	Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Konstruksi	168
Tabel 5.28	Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Layan	171
Tabel 5.29	Momen Pada Penampang Sambungan	173
Tabel 5.30	Kehilangan Prategang Pada Penampang Sambungan	173
Tabel 5.31	Tegangan Pada Penampang Sambungan	170
Tabel 5.32	Hasil Perhitungan Gaya Prategang Jacking Pada Tiap Tendon	189
Tabel 5.33	Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Vertikal	191

Tabel 5.34	Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Horizontal	192
Tabel 5.35	Kesimpulan Sengkang Untuk <i>Bursting Force</i>	192
Tabel 5.36	Dimensi Abutment Jembatan	194
Tabel 5.37	Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas	196
Tabel 5.38	Perhitungan Berat Sendiri <i>Abutment</i>	199
Tabel 5.39	Rekapitulasi Berat Sendiri Pada <i>Abutment</i>	199
Tabel 5.40	Rekapitulasi Berat Mati Tabahan <i>Abutment</i>	200
Tabel 5.41	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif <i>Abutment</i>	203
Tabel 5.42	Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Abutment</i>	219
Tabel 5.43	Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pada <i>Abutment</i>	220
Tabel 5.44	Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pada <i>Abutment</i>	220
Tabel 5.45	Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pada <i>Abutment</i>	220
Tabel 5.46	Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pada <i>Abutment</i>	221
Tabel 5.47	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Pada <i>Abutment</i>	221
Tabel 5.48	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi Pile Cap <i>Abutment</i>	221
Tabel 5.49	Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Breast Wall</i>	223
Tabel 5.50	Rekapitulasi Berat Sendiri Pada <i>Breast Wall</i>	223
Tabel 5.51	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif <i>Abutment</i>	226
Tabel 5.52	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Abutment</i>	228
Tabel 5.53	Rekapitulasi Beban Pada <i>Breast Wall</i>	237
Tabel 5.54	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada <i>Breast Wall</i>	237
Tabel 5.56	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada <i>Breast Wall</i>	238
Tabel 5.57	Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada <i>Breast Wall</i>	238
Tabel 5.58	Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada <i>Breast Wall</i>	239
Tabel 5.59	Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada <i>Breast Wall</i>	239
Tabel 5.60	Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada <i>Breast Wall</i>	239
Tabel 5.61	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal <i>Breast Wall</i>	239
Tabel 5.62	Perhitungan Titik Berat <i>Back Wall</i>	240
Tabel 5.63	Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Back Wall</i>	241
Tabel 5.64	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah <i>Back Wall</i> Atas	243

Tabel 5. 65	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah <i>Back Wall</i> Bawah	244
Tabel 5.66	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Back Wall</i> Atas	246
Tabel 5.67	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Back Wall</i> Atas	248
Tabel 5. 68	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I <i>Back Wall</i> Atas	249
Tabel 5. 69	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I <i>Back Wall</i> Atas	249
Tabel 5. 70	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Back Wall</i> Atas	249
Tabel 5. 71	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Back Wall</i> Bawah	249
Tabel 5. 72	Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Pada <i>Corbel</i>	250
Tabel 5. 73	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah <i>Back Wall</i> Atas	253
Tabel 5.74	Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Back Wall</i> Atas	255
Tabel 5. 75	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada <i>Wing Wall</i>	255
Tabel 5. 76	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada <i>Wing Wall</i>	256
Tabel 5. 77	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal <i>Wing Wall</i>	256
Tabel 5. 78	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Breast Wall</i>	256
Tabel 5. 79	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Back Wall</i> Atas	275
Tabel 5. 80	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Back Wall</i> Bawah	280
Tabel 5. 81	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Corbel</i>	284
Tabel 5. 82	Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Wing Wal</i>	289
Tabel 5. 83	Spesifikasi Tiang Pancang WIKA Beton	295
Tabel 5. 84	Rekapitulasi Data Tanah	296
Tabel 5. 85	Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap	301
Tabel 5. 87	Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban	
	Keseluruhan	303
Tabel 5. 88	Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi (cu)	305
Tabel 5. 89	Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral	307
Tabel 5. 90	Stabilitas Terhadap Pergeseran <i>Abutment</i> Arah Memanjang	309
Tabel 5. 91	Stabilitas Terhadap Pergeseran <i>Abutment</i> Arah Melintang	310
Tabel 5. 92	Stabilitas Terhadap Penggulingan <i>Abutment</i> Arah Memanjang	311

Tabel 5. 93	Stabilitas Terhadap Penggulingan <i>Abutment</i> Arah Melintang	313
Tabel 5. 94	Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang	313
Tabel 5. 95	Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang	314
Tabel 5. 96	Rekapitulasi Desain Tulangan <i>Abutment</i>	321
Tabel 5. 97	Dimensi Struktur Pilar Jembatan	324
Tabel 5. 98	Rekapitulasi Berat Struktur Atas Jembatan	325
Tabel 5. 99	Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Pier Head</i>	327
Tabel 5. 100	Perhitungan Gaya dan Momen pada Kolom Pilar	327
Tabel 5. 101	Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Pile Cap</i>	328
Tabel 5. 102	Rekapitulasi Beban Mati Tambahan Pada Pilar	328
Tabel 5. 103	Rekapitulasi Beban Lajur “D” Pada Pilar	329
Tabel 5. 104	Rekapitulasi Beban Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	348
Tabel 5. 105	Rekapitulasi Beban Pada Kolom Pilar	349
Tabel 5. 106	Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	350
Tabel 5. 107	Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	350
Tabel 5. 108	Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	350
Tabel 5. 109	Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	351
Tabel 5. 110	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	351
Tabel 5. 111	Rekapitulasi Kombinasi Pada <i>Pile Cap</i> Pilar	351
Tabel 5. 112	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Kolom Pilar	352
Tabel 5. 113	Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada Kolom Pilar	352
Tabel 5. 114	Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada Kolom Pilar	352
Tabel 5. 115	Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada Kolom Pilar	353
Tabel 5. 116	Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada Kolom Pilar	353
Tabel 5. 117	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Kolom Pilar	353
Tabel 5. 118	Rekapitulasi Kombinasi Pada Kolom Pilar	353
Tabel 5. 119	Rekapitulasi Beban Pada <i>Pier Head</i>	357
Tabel 5. 120	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada <i>Pier Head</i>	357
Tabel 5. 121	Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada <i>Pier Head</i>	357
Tabel 5. 122	Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5. 123	Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada <i>Pier Head</i>	358

Tabel 5. 124 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5. 125 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5. 126 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Pier Head</i>	359
Tabel 5. 127 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom Pilar	359
Tabel 5. 128 Rekapitulasi Data Tanah	374
Tabel 5. 129 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap	380
Tabel 5. 130 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban	
Keseluruhan	382
Tabel 5. 131 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi (cu)	384
Tabel 5. 132 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral	386
Tabel 5. 133 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang	388
Tabel 5. 134 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Melintang	389
Tabel 5. 135 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang	390
Tabel 5. 136 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Melintang	392
Tabel 5. 137 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang	392
Tabel 5. 138 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang	393
Tabel 5. 139 Rekapitulasi Desain Tulangan <i>Abutment</i>	401

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1	Situasi Antrean Kendaraan Saat Jam Sibuk	1
Gambar 3. 1	Bagian-Bagian Jembatan	10
Gambar 3. 2	Sistem Pratarik	15
Gambar 3. 3	Sistem Pascatarik	16
Gambar 3. 4	Tegangan Saat Initial Stage	17
Gambar 3. 5	Tegangan Saat Pengecoran Slab	17
Gambar 3. 6	Tegangan Saat Final Stage	18
Gambar 3. 7	Eksisting Memanjang Jembatan Karangsambung	18
Gambar 3. 8	Eksisting Tampak Atas Jembatan Karangsambung	19
Gambar 3. 9	Penampang Melintang Jembatan Karangsambung	19
Gambar 3. 10	Potongan Melintang Jalan Bae-Besito	19
Gambar 3. 11	Hasil Penyelidikan Tanah Jembatan Karangsambung	20
Gambar 3. 12	Bentuk Tipikal Penampang Pilar	21
Gambar 3. 13	Bentuk Abutment Jenis T Terbalik	22
Gambar 3. 14	Beban Lajur "D"	26
Gambar 3. 15	Faktor Beban Dinamis Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur "D"	27
Gambar 3. 16	Pembebanan Truk "T"	28
Gambar 3. 17	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	35
Gambar 3. 18	Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	35
Gambar 3. 19	Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	36
Gambar 3. 20	Bentuk Tipikal Respon Sepekta di Permukaan Tanah	38
Gambar 3. 21	Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Coulomb	43
Gambar 3. 22	Bentuk Tipikal Respon Sepekta di Permukaan Tanah	46
Gambar 3. 23	Tiang Sandaran Jembatan	48



Gambar 3. 24	<i>Pouching Shear</i>	49
Gambar 3. 25	Eksentrisitas Tendon	51
Gambar 3. 26	Kehilangan Prategang Akibat Anchored set dan Friksi	54
Gambar 3. 27	Jarak Minimum Ujung Girder Dengan Tumpuan	68
Gambar 3. 28	Kapasitas Beban Lateral Untuk Fondasi Tiang Panjang Pada Tanah Kohesif (Broms,1964)	72
Gambar 4.1	Lokasi Jembatan Karangsambung	8
Gambar 4.2	Posisi Jembatan Karangsambung	78
Gambar 4. 3	Rencana Desain Memanjang Jembatan Karangsambung	79
Gambar 4. 4	Rencana Desain Melintang Jembatan Karangsambung	80
Gambar 4. 5	Penampang PCI Girder Wika Beton H-210	81
Gambar 4. 6	Diagram Alir Perencanaan Jembatan	84
Gambar 4. 7	Diagram Alir Perencanaan Pelat Jembatan	85
Gambar 4. 8	Diagram Alir Perencanaan Gelagar Jembatan	87
Gambar 4. 9	Diagram Alir Perencanaan <i>Abutment</i> Jembatan	88
Gambar 4. 10	Diagram Alir Perencanaan Pondasi <i>Abutment</i> Jembatan	90
Gambar 4. 11	Diagram Alir Perencanaan Pilar Jembatan	91
Gambar 4. 12	Diagram Alir Perencanaan Pondasi Pilar Jembatan	92
Gambar 5.1	Potongan Melintang Rencana Jembatan Karangsambung	56
Gambar 5.2	Penampang PCI-Girder Wika Beton H-210	95
Gambar 5.3	Penampang Trotoar dan Barrier	95
Gambar 5.4	Ilustrasi Pembebanan Angin Kendaraan	98
Gambar 5.5	Pemodelan Beban Mati Sendiri ( $W_s$ )	100
Gambar 5.6	Bending Moment Diagram Akibat Beban Mati Sendiri ( $W_s$ )	100
Gambar 5.7	Pemodelan Beban Trotoar ( $W_{tr}$ )	100
Gambar 5.8	Bending Moment Diagram Akibat Beban Trotoar ( $W_{tr}$ )	100
Gambar 5.9	Pemodelan Beban Barrier ( $W_{br}$ )	100
Gambar 5.10	Bending Moment Diagram Akibat Beban Barrier ( $W_{br}$ )	100
Gambar 5.11	Pemodelan Beban Aspal dan Air Hujan ( $W_a$ )	101
Gambar 5.12	Bending Moment Diagram Akibat Aspal dan Air Hujan ( $W_a$ )	101
Gambar 5.13	Pemodelan Beban Truk Model 1 (PT-1)	101

Gambar 5.14	Bending Moment Diagram Akibat Beban Truk Model 1 (PT-1)	101
Gambar 5.15	Pemodelan Beban Truk Model 2 (PT-2)	101
Gambar 5.16	Bending Moment Diagram Akibat Beban Truk Model 2 (PT-2)	102
Gambar 5.17	Pemodelan Beban Angin Kendaraan ( $P_{EW}$ )	102
Gambar 5.18	Bending Moment Diagram Akibat Beban Angin Kendaraan ( $P_{EW}$ )	102
Gambar 5.19	Pemodelan Beban Pejalan Kaki ( $W_{TP}$ )	102
Gambar 5.20	Bending Moment Diagram Akibat Beban Pejalan Kaki ( $W_{TP}$ )	102
Gambar 5.21	Punching Shear Pelat Lantai	110
Gambar 5.22	Penulangan Pelat Lantai	112
Gambar 5.23	Penampang Nonkomposit Gelagar	115
Gambar 5.24	Penampang Komposit Gelagar	117
Gambar 5.25	Distribusi Beban Angin Struktur (EWS)	128
Gambar 5.26	Grafik Momen Akibat Kombinasi	132
Gambar 5.27	Grafik Gaya Geser Akibat Kombinasi	133
Gambar 5.28	Eksentrisitas Tendon	134
Gambar 5.29	Lintasan Tendon	141
Gambar 5.30	Posisi Tendon	142
Gambar 5.31	Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Transfer	144
Gambar 5.32	Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Nonkomposit	146
Gambar 5.33	Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Komposit	148
Gambar 5.34	Kehilangan Prategang Akibat Anchored set dan Friksi	151
Gambar 5.35	Tegangan Pada Saat Transfer	167
Gambar 5.36	Tegangan Pada Saat Konstruksi	168
Gambar 5.37	Tegangan Pada Saat Layan	172
Gambar 5.38	Area Desain Tulangan Longitudinal	178
Gambar 5.39	Penulangan Balok Prategang	185
Gambar 5.40	Tipe dan Dimensi Angkur	190
Gambar 5.41	Dimensi Pelat Angkur	190
Gambar 5.42	Penulangan Sengkang Bursting Force	192
Gambar 5.43	Dimensi Abutment Jembatan	194

Gambar 5.44	Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas	197
Gambar 5.45	Berat Sendiri <i>Abutment</i> dan Tanah Timbunan	198
Gambar 5.46	Lebar <i>Abutment</i> , <i>Wing Wall</i> , dan Timbunan Tanah	198
Gambar 5. 47	Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan <i>Abutment</i>	200
Gambar 5. 48	Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Abutment</i>	201
Gambar 5. 49	Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” Pada <i>Abutment</i>	204
Gambar 5. 50	Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada <i>Abutment</i>	205
Gambar 5. 51	Reaksi Perletakan Beban Gaya Rem Pada <i>Abutment</i>	206
Gambar 5. 52	Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur Pada <i>Abutment</i>	208
Gambar 5. 53	Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada <i>Abutment</i>	209
Gambar 5. 54	Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada <i>Abutment</i>	210
Gambar 5. 55	Nilai PGA, SS dan S1 Dengan Aplikasi LINI	211
Gambar 5. 56	Grafik Respon Spektra	212
Gambar 5. 57	Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah X Pada <i>Abutment</i>	213
Gambar 5. 58	Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah Y Pada <i>Abutment</i>	215
Gambar 5. 59	Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Abutment</i>	217
Gambar 5. 60	Reaksi Perletakan Beban Gesekan Perletakan Pada <i>Abutment</i>	218
Gambar 5. 61	Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas	222
Gambar 5. 62	Berat Sendiri <i>Breast Wall</i>	222
Gambar 5. 63	Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan <i>Breast Wall</i>	224
Gambar 5. 64	Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Breast Wall</i>	224
Gambar 5. 65	Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Breast Wall</i>	227
Gambar 5. 66	Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” Pada <i>Breast Wall</i>	229
Gambar 5. 67	Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada <i>Breast Wall</i>	229
Gambar 5. 68	Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada <i>Breast Wall</i>	230
Gambar 5. 69	Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur Pada <i>Breast Wall</i>	231
Gambar 5. 70	Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada	231
Gambar 5. 71	Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada <i>Breast Wall</i>	232

Gambar 5. 72	Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah X Pada <i>Breast Wall</i>	233
Gambar 5. 73	Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah Y Pada <i>Breast Wall</i>	235
Gambar 5. 74	Reaksi Perletakan Beban Gesekan Perletakan Pada <i>Breast Wall</i>	236
Gambar 5. 75	Berat Sendiri <i>Back Wall</i>	240
Gambar 5. 76	Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i> Atas	241
Gambar 5. 77	Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i> Bawah	243
Gambar 5. 78	Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Back Wall</i> Atas	246
Gambar 5. 79	Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Back Wall</i> Bawah	247
Gambar 5. 80	3D <i>Wing Wall</i>	251
Gambar 5. 81	Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Wing Wall</i>	251
Gambar 5. 82	Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada <i>Wing Wall</i>	254
Gambar 5. 83	Dimensi <i>Breast Wall</i>	257
Gambar 5. 84	Faktor Panjang Efektif	258
Gambar 5. 85	Diagram Interaksi $\phi M_n - \phi P_n$	269
Gambar 5. 86	Pemasangan Tulangan <i>Breast Wall</i>	275
Gambar 5. 87	Pemasangan Tulangan <i>Back Wall</i>	284
Gambar 5. 88	Pemasangan Tulangan <i>Corbel</i>	289
Gambar 5. 89	Pemasangan Tulangan <i>Wing Wall</i>	294
Gambar 5. 90	Penentuan Nilai N Rerata Metode N-SPT	297
Gambar 5. 91	Konfigurasi Pile	300
Gambar 5. 92	Tahanan Lateral Ultimate Tiang Untuk Tanah Kohesif	306
Gambar 5. 93	Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang	308
Gambar 5. 94	Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang	310
Gambar 5. 95	Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang	312
Gambar 5. 96	Perhitungan Momen Ultimit Pile Cap <i>Abutment</i>	314
Gambar 5. 97	Desain Tulangan <i>Abutment</i>	322
Gambar 5. 99	Tampak Memanjang Pilar Jembatan	323
Gambar 5. 100	Tampak Melintang Pilar Jembatan	324
Gambar 5. 101	Reaksi Perletakan Berat Sendiri	326

Gambar 5. 102 Pembagian Pias Untuk Perhitungan Berat Mati Sendiri Pilar Jembatan	327
Gambar 5. 103 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan	329
Gambar 5. 104 Reaksi Perletakan Akibat Beban Lajur “D” Pada Pilar	330
Gambar 5. 105 Reaksi Perletakan Akibat Beban Pejalan Kaki Pada Pilar	331
Gambar 5. 106 Beban Gaya Rem Pada Pilar	332
Gambar 5. 107 Reaksi Perletakan Akibat Beban Rem Kendaraan Pada Pilar	332
Gambar 5. 108 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar	333
Gambar 5. 109 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur Bawah Arah X	335
Gambar 5. 110 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur Bawah Arah Y	337
Gambar 5. 111 Beban Angin Kendaraan Pada Pilar	339
Gambar 5. 112 Nilai PGA, SS dan S1 Dengan Aplikasi LINI	341
Gambar 5. 113 Grafik Respon Spektra	342
Gambar 5. 114 Beban Gempa Arah X Pada Pilar	344
Gambar 5. 115 Beban Gempa Arah X Pada Pilar	346
Gambar 5. 116 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada <i>Pier Head</i>	355
Gambar 5. 117 Beban Angin Struktur Pada <i>Pier Head</i>	356
Gambar 5. 118 Dimensi <i>Breast Wall</i>	360
Gambar 5. 119 Faktor Panjang Efektif	361
Gambar 5. 120 Diagram Interaksi $\phi M_n - \phi P_n$	364
Gambar 5. 121 Penulangan Pada Kolom Pilar	369
Gambar 5. 122 Penentuan Nilai N Rerata Metode N-SPT	376
Gambar 5. 123 Konfigurasi Pile	378
Gambar 5. 124 Tahanan Lateral Ultimate Tiang Untuk Tanah Kohesif	385
Gambar 5. 125 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang	387
Gambar 5. 126 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang	389
Gambar 5. 127 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang	391
Gambar 5. 128 Perhitungan Momen Ultimit Pile Cap Pilar	394
Gambar 5. 129 Desain Tulangan Pilar Jembatan	401

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Izin Penelitian Dari KESBANGPOL Kudus	410
Lampiran 2 Lembar Disposisi Izin Penelitian Dari PUPR Kabupaten Kudus	411
Lampiran 3 Data Uji N-SPT Pada BM1 (S1) dan BM2 (S2)	412
Lampiran 4 Gambar Hasil Perancangan	412



## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$A_e$	= luas penampang efektif
$A_s$	= luas penampang tulangan
$A_g$	= luas penampang kotor
$A_{nt}$	= luas penampang bersih
$A_{st}$	= luas satu buah tulangan
$b$	= lebar tinjauan
$b_0$	= keliling kritis
$B$	= lebar
$B'$	= lebar penampang kritis
$BE$	= lebar efektif
$B_x$	= lebar arah memanjang jembatan
$B_y$	= lebar arah melintang jembatan
$C$	= kohesi tanah
$C_c$	= gaya desak pada beton
$C_s$	= gaya tarik pada beton
$C_{sm}$	= koefisien respons gempa
$D$	= diameter pile
$d$	= tinggi efektif beton
$d_p$	= diameter tulangan pokok
$d_b$	= diameter tulangan bagi
$E$	= modulus elastisitas baja
$E_c$	= modulus elastisitas beton
$f'_c$	= kuat tekan beton
$g$	= percepatan gravitasi
$h$	= tinggi
$H$	= gaya penyebab geser pondasi
$H_a$	= kapasitas dukung izin lateral pile
$I$	= inersia

$K_a$	= koefisien tekanan tanah aktif
$L$	= panjang
$M_{gl}$	= momen penyebab guling
$M_u$	= momen ultimit
$M_n$	= momen nominal
$M_w$	= momen penahan guling
$n$	= jumlah
$P$	= gaya aksial
$P_u$	= gaya aksial ultimit
$P_n$	= gaya aksial nominal
$q$	= berat terdistribusi
$Q_u$	= kapasitas dukung pondasi
$R$	= faktor modifikasi respon.
$R_n$	= Tahanan momen nominal
$s$	= jarak
$s_b$	= selimut beton
$SF$	= faktor aman
$t$	= tebal
$T$	= waktu periode getar struktur
$V_u$	= Beban geser ultimit ( kN )
$V_n$	= Beban geser nominal ( kN )
$V_c$	= Kuat geser beton ( kN )
$V_s$	= Kuat geser tulangan ( kN )
$W$	= berat
$\alpha$	= koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)
$\beta$	= Sudut pada urukan terhadap garis horizontal (°)
$\beta_1$	= Faktor distribusi tegangan beton
$\theta$	= Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (°)
$\gamma$	= berat volume
$\rho$	= Rasio tulangan yang diperlukan



- $\rho b$  = Rasio tulangan balance
- $\rho_{\max}$  = Rasio tulangan maksimum
- $\rho_{\min}$  = Rasio tulangan minimum
- $\sigma$  = tegangan
- $\varphi$  = sudut geser dalam
- $\phi$  = Faktor distribusi tegangan lentur
- $K_{\phi}^R$  = Faktor pengurangan kekuatan (0,7)
- $\Delta$  = Lendutan pada girder ( mm )
- $\bar{N}_B$  = nilai N'-SPT koreksi rata-rata dari lapisan pendukung
- $\eta$  = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang



## ABSTRAK

Jembatan Karangsambung memiliki desain struktur atas berupa rangka baja dengan tipe jembatan *Railway*. Jembatan ini memiliki bentang 68 m dengan lebar 2,8 m. Lebar jembatan yang cukup kecil untuk lalu lintas dua jalur, sehingga pada saat jam sibuk seperti pagi hari dan sore hari sering terjadi antrean untuk melintas jembatan ini. Jembatan Karangsambung menghubungkan Desa Bae dan Desa Besito yang terpisah oleh sungai Gelis yang berada di Kecamatan Bae, Kabupaten Kudus, Jawa Tengah. Jembatan ini mempunyai panjang 70 m, direncanakan dalam dua bentang masing-masing 35,6 m.

Perencanaan pembebanan jembatan berpedoman pada peraturan terbaru yakni SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016). Metode perencanaan mengacu Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021 dan dilengkapi dengan peraturan jembatan lainnya seperti, RSNI T-12 (2004) dan SNI 2847 (2019). Proses analisis menggunakan bantuan *software* SAP2000 v22. dan *Microsoft Excel*.

Perencanaan menggunakan Girder-I H-210 produk dari WKA Beton dengan jarak 1850 mm dan mutu  $f'c = 50$  MPa. Sehingga digunakan 5 gelagar dengan 4 tendon dan total 65 *strands uncoated 7 wire strands* ASTM A-416 grade 270 untuk setiap gelagar. Pelat lantai memiliki tebal 0,25 m dengan overlay diizinkan maksimum 10 cm. Struktur atas jembatan didukung menggunakan dua *abutment* dan satu pilar. Fondasi yang digunakan adalah tiang pancang dengan diameter 0,8 m dan kedalaman 17,5 m.

**Kata kunci** : Jembatan, Prategang, *Abutment*, Pilar, Gelagar.

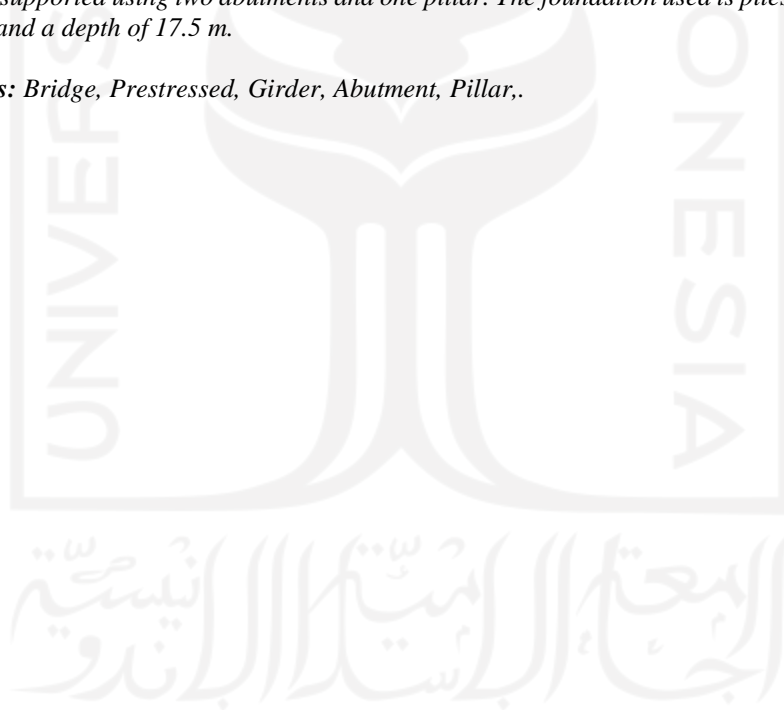
## **ABSTRACT**

*The Karangsembung Bridge has a superstructure design in the form of a steel frame with the Railway bridge type. This bridge has a span of 68 m and a width of 2.8 m. The width of the bridge is small enough for two-lane traffic, so that during peak hours, such as in the morning and evening, there are often queues to cross this bridge. The Karangsembung Bridge connects Bae Village and Besito Village which are separated by the Gelis River, which is in Bae District, Kudus Regency, Central Java. This bridge has a length of 70 m, planned in two spans of 35.6 m each.*

*Bridge loading planning is guided by the latest regulations, namely SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016). The planning method refers to the Practical Guide to Bridge Technical Planning No. 02/M/BM/2021 and is equipped with other bridge regulations such as RSNI T-12 (2004) and SNI 2847 (2019). The analysis process uses the help of SAP2000 v22 software. and Microsoft Excel.*

*The plan uses a Girder-I H-210 product from WIKA Beton with a distance of 1850 mm and quality  $f_c = 50$  MPa. So that 5 girders are used, and 4 tendons are attached with a total of 65 strands uncoated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270 for each girder. The superstructure of the bridge is supported using two abutments and one pillar. The foundation used is piles with a diameter of 0.8 m and a depth of 17.5 m.*

**Keywords:** *Bridge, Prestressed, Girder, Abutment, Pillar,.*



# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar Belakang Masalah

Pertumbuhan penduduk selalu diiringi dengan meningkatnya mobilisasi masyarakat. Berbagai sektor mulai kegiatan individu hingga perekonomian dapat berjalan lancar dengan dukungan infrastruktur transportasi yang memadai. Infrastruktur tersebut salah satunya adalah bangunan jembatan. Jembatan sendiri merupakan suatu konstruksi dengan tujuan meneruskan jalan melalui rintangan yang biasanya berupa jalan kereta api, jalan air atau jalan lalu lintas biasa. Jembatan juga menjadi penghubung antar wilayah, seperti jembatan Karangsambung yang menghubungkan desa Bae dengan desa Besito kabupaten Kudus, Jawa Tengah.

Jembatan Karangsambung memiliki desain struktur atas berupa rangka baja dengan tipe jembatan *Railway*. Jembatan ini memiliki bentang 68 m dengan lebar 2,8 m. Lebar jembatan yang cukup kecil untuk lalu lintas 2 jalur. Sehingga pada saat jam sibuk seperti, pagi hari dan sore hari sering terjadi antrean untuk melintas jembatan ini. Disisi lain jembatan tersebut telah dibangun cukup lama, sehingga apabila jembatan tersebut mengalami kegagalan struktur akan memengaruhi berbagai macam aktivitas penduduk. Adapun situasi tundaan pada jembatan dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 1. 1 Situasi Antrean Kendaraan Saat Jam Sibuk**

(Sumber :Amerta News )

Oleh karena pentingnya fungsi dari jembatan, maka perlu dibangun ulang dengan memenuhi syarat kekakuan, lendutan, serta ketahanan terhadap beban yang bekerja. Beragam material yang tersedia menjadi pertimbangan dalam pembuatan jembatan. Material yang umum digunakan dalam pembuatan jembatan bentang sedang biasanya adalah baja dan beton.

Salah satu material yang digunakan dalam pembuatan jembatan adalah beton prategang. Beton prategang adalah beton bertulang yang diberikan gaya pada arah longitudinal elemen struktural. Gaya prategang dapat mengurangi tegangan tarik di bagian tumpuan dan daerah kritis pada kondisi beban kerja, sehingga meningkatkan kapasitas lentur, geser, dan torsional penampang tersebut.

Oleh karena itu, menarik bagi penulis untuk melakukan perancangan pada jembatan Karangsambung menggunakan tipe jembatan beton prategang. Jembatan yang direncanakan akan menggunakan I girder dengan bentang 35 m dan lebar 10 meter, serta menggunakan analisis struktur balok sederhana dengan statis tertentu. Perancangan akan menggunakan peraturan pembebanan SNI 1725:2016, Beban Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2016, serta Perancangan Struktur Beton untuk Jembatan RSNI T-12-2004. Berdasarkan hal tersebut, penulis ingin melakukan penelitian Tugas Akhir dengan judul “Perancangan Ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) dengan PCI-Girder”.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang yang diuraikan di atas, terdapat dua rumusan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana perancangan struktur atas jembatan Karangsambung dengan PCI-Girder?
2. Bagaimana perancangan struktur bawah jembatan Karangsambung?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Mengacu rumusan masalah di atas, adapun tujuan penelitian pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Untuk mendapatkan hasil rancangan struktur atas jembatan Karangsambung dengan PCI-Girder.

2. Untuk mendapatkan hasil rancangan struktur bawah jembatan Karangsambung.

#### **1.4 Manfaat Penelitian**

Adapun manfaat dari pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Bagi penulis, menambah pemahaman tentang perancangan struktur jembatan dengan beton prategang.
2. Sebagai alternatif desain jembatan Bae – Besito (Karangsambung).
3. Bagi pembaca secara umum dan mahasiswa, memberikan wawasan mengenai perancangan struktur jembatan menggunakan girder prategang dan menjadi bahan referensi jika terdapat penelitian selanjutnya.

#### **1.5 Batasan Penelitian**

Batasan masalah diperlukan didalam pembuatan tugas akhir agar tidak meluasnya topik permasalahan dan pembahasan, sehingga topik permasalahan dan pembahasan akan dibatasi sebagai berikut.

1. Jembatan yang didesain dengan kelas A dengan muatan beban kendaraan diperhitungkan penuh 100% muatan beban “T” dan 100% muatan beban lajur “D”.
2. Struktur jembatan pada perancangan ini berupa gelagar I-Girder beton prategang dengan system balok sederhana dengan panjang bentang 35 m.
3. Perencanaan meliputi bagian struktur atas jembatan meliputi gelagar dan pelat lantai jembatan. Untuk struktur bawah jembatan meliputi abutment, pilar, dan fondasi jembatan.
4. Analisis dihitung menggunakan bantuan program Microsoft excel.
5. Analisis pembebanan pelat jembatan menggunakan bantuan program SAP2000.
6. Perencanaan tidak meliputi Rencana Anggaran Biaya (RAB).
7. Perencanaan pembebanan jembatan berdasarkan Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016).
8. Perencanaan jembatan terhadap beban gempa berdasarkan Peraturan Standar Beban Gempa untuk Jembatan (SNI 2833:2016).

9. Perancangan struktur beton berdasarkan Peraturan Standar Perancangan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNIT-12-2004)
10. Desain struktur atas merujuk Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021
11. Penulangan pada gelagar tidak memperhitungkan faktor sambungan gelagar.
12. Hasil perencanaan detail struktur jembatan menggunakan software AutoCAD.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Umum**

Tinjauan Pustaka merupakan ringkasan dari pendapat, pandangan, dan hasil penelitian atau perancangan dari berbagai sumber yang terkait dengan topik yang sejenis dengan penelitian ini. Tujuannya adalah untuk memberikan gambaran maupun masukan terhadap perancangan yang akan dilakukan, serta membandingkan hasil perancangan yang dilakukan dengan perancangan yang telah dilakukan sebelumnya sehingga diperoleh kesimpulan yang berkesinambungan.

Dalam bab ini akan diuraikan hasil tinjauan penelitian – penelitian terdahulu yang sejenis yaitu perancangan jembatan dengan *I-Girder* prategang dan akan memuat perbedaan penelitian yang akan dilakukan terhadap penelitian – penelitian terdahulu.

#### **2.2 Penelitian Terdahulu**

##### **2.2.1 Modifikasi Desain Struktur Jembatan Dengan Gelagar Beton Pratekan**

Penelitian dilakukan oleh Rama Jaya Pramukti Insani Takwa pada tahun 2017 pada jembatan Ngancar kabupaten Ngawi. Jembatan Ngancar direncanakan menggunakan *I-Girder* pada bentang utama 50 m dari produsen PT. Wika Beton tipe PCI H-210. Tujuan dalam penelitian ini adalah untuk mendapat desain sebuah jembatan batang menerus dengan tiga tumpuan yang sesuai dengan SNI T-12-2004, RSNI T-02-2005 dan SNI Gempa 2833 – 2013. Perancangan dilakukan pada struktur atas dan struktur bawah jembatan. Analisis struktur menggunakan balok sederhana dengan statis tertentu. Dari penelitian tersebut didesain dengan menggunakan beton balok girder I Precast mutu  $f_c' = 70$  Mpa pada bentang 50 m. Dimensi Girder I memiliki dimensi tinggi 2200 mm dengan jarak antar girder 1,85 m serta dipasang diafragma berjumlah 10 buah yang dipasang sepanjang girder jembatan.



### 2.2.2 Perancangan Jembatan Beton Prategang Berdasarkan SNI

Penelitian dilakukan oleh Samsuardi Batubara dan Larno Simatupang pada tahun 2018. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan beton prategang dengan bentang 24 meter dan lebar 6.5 meter. Perencanaan struktur dilakukan untuk mendapatkan desain gelagar jembatan beton prategang dengan acuan pembebanan jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan. Balok prategang yang digunakan adalah produk dari PT. Wijaya Karya dengan dimensi yang sudah ada. Analisis struktur yang digunakan balok sederhana dengan statis tertentu. Dari penelitian tersebut didapatkan untuk jembatan bentang 24 m dibutuhkan girder prategang yang ideal dengan tinggi 160 cm, jumlah tendon sebanyak 3 buah dengan tiap tendon terdiri dari 12 strand dengan diameter 12.7 mm.

### 2.2.3 Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang

Penelitian dilakukan oleh Al Ikhsan dkk. pada tahun 2019. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan beton prategang dengan bentang 16 meter dan lebar 10 meter. Dengan menggunakan girder prategang diharapkan, sungai nantinya bisa difungsikan bagi masyarakat setempat dan perahu nelayan bisa melintas dibawah jembatan. Untuk analisa beban mengacu pada standar pembebanan untuk jembatan SNI 1725-2016, dan SNI T-12-2004 untuk perencanaan struktur jembatan beton prategang. Desain meliputi Girder, diafragma, trotoar, slab. Hasil dari penelitian ini diperoleh, Girder prategang menggunakan PCI girder dengan spesifikasi tinggi 0,9 m, beam spacing 2 m, mutu beton girder k-800. Kabel prestress pada desain PCI girder digunakan 4 tendon yang masing– masing terdiri dari 19 kawat jenis uncoated 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270.

### 2.2.4 Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0 – 152.

Penelitian dilakukan oleh Dimas Apriyanto pada tahun 2021. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan beton prategang dengan bentang jembatan section 0-152 adalah 80 m terbagi dalam jarak masing-masing 40 m. Analisis struktur yang digunakan balok sederhana dengan statis tertentu. Perencanaan struktur mengacu pada peraturan perencanaan jembatan RSNI T-02- 2005, SNI T-12-2004, dan

ASTM A- 416. Dari hasil perhitungan dan perencanaan jembatan Girder pratekan tipe I diperoleh gelagar utama direncanakan sebanyak 6 buah H-210 dengan jarak as ke as 1.85m.

### 2.3 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu, penelitian jembatan yang akan dilakukan saat ini, yaitu perancangan ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) dengan beton prategang *I-girder* berdasarkan SNI 1725-2016. Acuan desain perencanaan pembebanan jembatan berdasarkan Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016), Perencanaan struktur beton untuk jembatan (RSNI T-12-2004) tentang Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan, dan Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan (SNI 2833-2016). Adapun perbedaan dengan penelitian terdahulu dan saat ini sebagai bukti keaslian penelitian dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

**Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang**

<b>Nama Peneliti</b>	<b>Rama Jaya Pramukti Insani Takwa</b>	<b>Samsuardi Batubara dan Larno Simatupang</b>	<b>Al Ikhsan dkk.</b>	<b>Dimas Apriyanto</b>	<b>Rangga Suseno</b>
Tahun	2017	2018	2019	2021	2022
Judul Penelitian	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Dengan Gelagar Beton Pratekan	Perancangan Jembatan Beton Prategang Berdasarkan SNI	Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang	Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0 – 152.	Perancangan Ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) Dengan <i>PCI-Girder</i>
Desain	Struktur Atas dan Bawah	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas dan Bawah
Jenis Jembatan	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang
Profil Gelagar	I-Girder	I-Girder	I-Girder	I-Girder	I-Girder
Bentang	50 m	24 m	16 m	40 m	35 m
Peraturan yang Digunakan	SNI T-12-2004, RSNI T-02-2005 dan SNI 2833: 2013	SNI 1725:2016	SNI T-12-2004, dan SNI 1725:2016	SNI T-12-2004, dan RSNI T-02-2005	SNI 1725:2016, SNI T-12-2004, dan SNI 2833 : 2016

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Definisi Jembatan**

Jembatan merupakan prasarana (infrastruktur) transportasi yang sangat penting peranannya dalam meneruskan lalu lintas barang, jasa, dan sebagainya. Dimana jembatan dapat didefinisikan sebagai suatu bangunan pelengkap jalan yang berfungsi untuk menghubungkan ruas jalan yang terputus akibat suatu rintangan yang disebabkan factor alam (sungai, lembah, rawa, danau, dsb.) maupun yang disebabkan oleh factor manusia (jalan raya, jalan kereta api, dsb.) (Siswanto,1998).

#### **3.2 Jenis Jembatan**

Seiring perkembangan zaman teknologi dibidang infrastruktur terkhusus jembatan juga mengalami perkembangan yang pesat. Sejarah telah membuktikan bagaimana teknologi di bidang jembatan mengalami kemajuan baik dalam hal kenyamanan, keamanan, kekuatan serta estetika jembatan.

Berikut adalah beberapa model jembatan yang biasa digunakan.

1. Berdasarkan fungsinya dibedakan sebagai berikut.
  - a. Jembatan pejalan kaki atau penyeberangan (*Pedestrian Bridge*).
  - b. Jembatan jalan raya (*Highway Bridge*).
  - c. Jembatan jalan kereta api (*Railway Bridge*)
  - d. Jembatan *Aquaduct*
  - e. Jembatan *Ecoduct*
2. Berdasarkan material, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut.
  - a. Jembatan Bambu
  - b. Jembatan Kayu
  - c. Jembatan Beton
  - d. Jembatan Baja

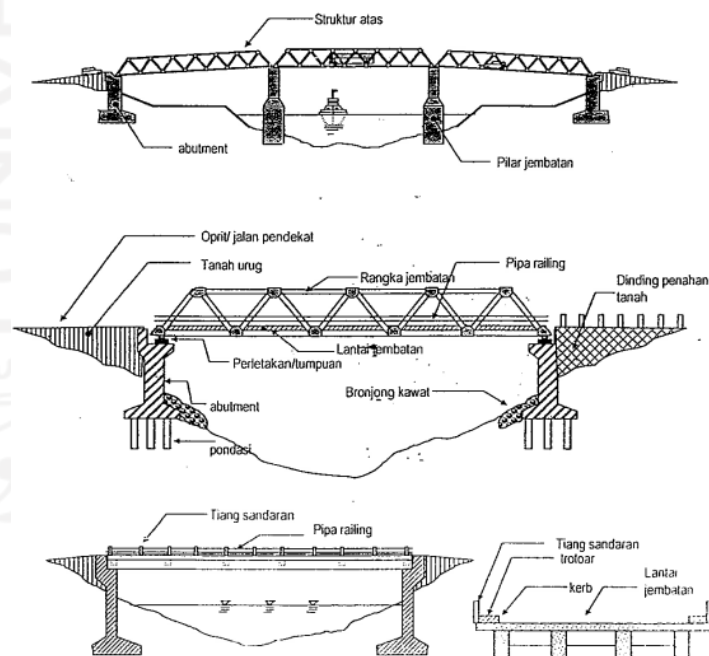
- e. Jembatan Komposit
- 3. Berdasarkan system struktur dibedakan sebagai berikut.
  - a. Jembatan Plat
  - b. Jembatan Gelagar
  - c. Jembatan Rangka
  - d. Jembatan Pelengkung

### 3.3 Bagian – Bagian Jembatan

Secara umum bagian jembatan terbagi atas 4 bagian utama (Siswanto,1998) sebagai berikut.

1. Struktur Bawah.
2. Struktur Atas.
3. Jalan Pendekat.
4. Bangunan Pengaman.

Adapun bagian-bagian jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



**Gambar 3. 1 Bagian-Bagian Jembatan**

(Sumber :Siswanto,1998 )

### 3.3.1 Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan merupakan bagian jembatan yang langsung berhubungan dengan tanah dasar dan berfungsi meneruskan seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan ke tanah dasar. Adapun bagian jembatan yang tergolong dalam struktur bawah jembatan diantaranya.

1. Pondasi
2. Pangkal jembatan (*Abutment*) dan pilar jembatan

### 3.3.2 Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan adalah bagian - bagian dari jembatan yang menerima beban untuk diteruskan ke perletakan (Siswanto,1998). Lantai jembatan akan bertindak menerima beban secara langsung. Adapun bagian - bagian jembatan yang tergolong pada struktur atas jembatan adalah sebagai berikut.

1. Trotoar, kerb, pipa reling, dan sandaran.
2. Lantai jembatan.
3. Gelagar utama.
4. Diafragma/ balok anak.
5. Tumpuan atau perletakan.

### 3.3.3 Jalan Pendekat (*Oprit*)

Jalan pendekat merupakan bagian jembatan yang berupa jalan dengan fungsi sebagai penghubung antara ruas jalan dengan lantai jembatan. Jalan pendekat pada umumnya dibuat dari timbunan tanah yang dipadatkan agar tidak terjadi *settlement* atau penurunan yang dapat menyebabkan kerusakan pada *ekspansi joint* atau bidang pertemuan bangunan atas dengan *abutment* sehingga mengakibatkan kurang nyaman bagi pengguna jembatan (Iqbal manu, 1987).

### 3.3.4 Bangunan Pengaman

Bangunan pengaman adalah bagian dari jembatan yang berfungsi sebagai pengaman terhadap pengaruh sungai yang berkenaan baik secara langsung maupun tidak langsung.

### 3.4 Jembatan Gelagar (*Beams*)






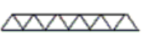



Jembatan gelagar adalah jenis jembatan yang paling sederhana yang berupa balok dengan perletakan sederhana (*simple spans*) maupun dengan perletakan menerus (*continous spans*). Jembatan balok terdiri dari struktur berupa balok yang didukung pada kedua ujungnya, baik langsung pada tanah/batuan atau pada struktur vertikal yang disebut pilar atau *abutment*.

Pada penelitian ini akan digunakan sistem perletakan sederhana. Dimana sistem perletakan sederhana memiliki kelebihan diantaranya, aplikasi pada precast lebih mudah, analisis relatif lebih mudah, biaya konstruksi lebih murah, serta apabila terjadi deformasi panjang pada gelagar akibat suhu struktur tetap aman. Meskipun demikian sistem ini juga memiliki kekurangan misalnya, memiliki lendutan yang lebih besar.

### 3.5 Gelagar I Prategang

Pada dokumen panduan perencanaan teknis jembatan oleh Bina Marga telah memiliki acuan dalam penentuan jenis struktur atas yang telah dinilai secara ekonomis berdasarkan bentang. Adapun acuan tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3. 1 Jenis Jembatan Bentang Ekonomis**

Bentang (m)	Tipe jembatan	Sketsa
0 - 15	<i>Flat Slab</i> Beton	
10 - 18	Gelagar Beton T	
25 - 40	Box beton bertulang	
25 - 40	Gelagar I pratekan	
40 - 300	<i>Box free cantilever</i>	
40 - 200	Rangka baja	
150 - 400	Pelengkung baja	
200 - 500	<i>Cable stayed</i>	
300 - 2000	Jembatan gantung	

(Sumber : *Perencanaan Teknis Jembatan*, 2010)

Berdasarkan pertimbangan tersebut, pada penelitian tugas akhir ini dipilihlah jenis jembatan prategang. Dimana hal ini sesuai dengan kondisi jembatan yang masuk kategori jembatan menengah. Serta digunakanlah I girder berdasarkan pertimbangan segi ekonomis sesuai panduan pada Tabel 3.1 karena bentang jembatan 35 m.

### **3.6 Balok Precast**

Beton pabrikan atau precast tidak berbeda dengan beton biasa. Beton precast dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktur bangunan pada suatu tempat atau lokasi yang berbeda dengan lokasi dimana elemen struktur tersebut akan digunakan (Erviyanto, 2006). Teknologi pracetak ini dapat diterapkan pada berbagai jenis material, yang salah satunya adalah material beton. Pada elemen balok dapat diproduksi dengan berbagai bentang dan macam bentuk penampangnya. Beton pabrikan dihasilkan dari proses produksi dimana lokasi pembuatannya berbeda dengan lokasi dimana elemen struktur yang akan digunakan. Adapun keunggulan dari beton pabrikan diantaranya sebagai berikut.

1. Kecepatan dalam pelaksanaan pembangunannya.
2. Dicapainya tingkatan fleksibilitas dalam proses perancangannya.
3. Pekerjaan di lokasi proyek menjadi lebih sederhana.
4. Mampu mereduksi biaya konstruksi

Salah satu precast girder yang paling umum digunakan dalam konstruksi adalah PCI-Girder jembatan. Girder pada umumnya dibedakan menjadi dua yaitu monolit dan segmental. Dimana girder monolit merupakan balok yang diproduksi utuh dengan sistem prestress pretension. Sedangkan girder segmental adalah balok yang terbuat dari beberapa segmen yang disatukan menjadi balok utuh dengan sistem prestress posttension. Keduanya memiliki keunggulan masing - masing. Namun dalam penelitian ini akan digunakan PCI-Girder tipe segmental. Pertimbangan pemilihan ini tentunya berdasarkan keunggulan dari tipe segmental diantaranya.



1. Mempermudah proses pengangkutan balok dari Pabrik Produk Beton ke lokasi, dimana pada kasus jembatan ini tidak memungkinkan untuk didistribusikan secara balok monolit.
2. Agar produk balok dapat diproduksi dengan menyesuaikan fasilitas kapasitas alat angkat di Pabrik Produk Beton.

### **3.7 Prinsip Balok Prategang**

Beton merupakan material yang kuat dalam menahan tegangan tekan, namun lemah terhadap tegangan tarik. Hal ini menyebabkan terjadinya retak pada daerah yang menahan tegangan tarik tersebut. Untuk mengatasi situasi tersebut, dibuatlah balok beton prategang. Suatu struktur beton yang diberikan tegangan awal pada balok dengan arah berkebalikan dengan agar gaya luar yang akan bekerja. Tegangan tersebut disebut dengan gaya prategang, dimana gaya tersebut terjadi akibat tarikan baja mutu tinggi yang dikenal dengan tendon.

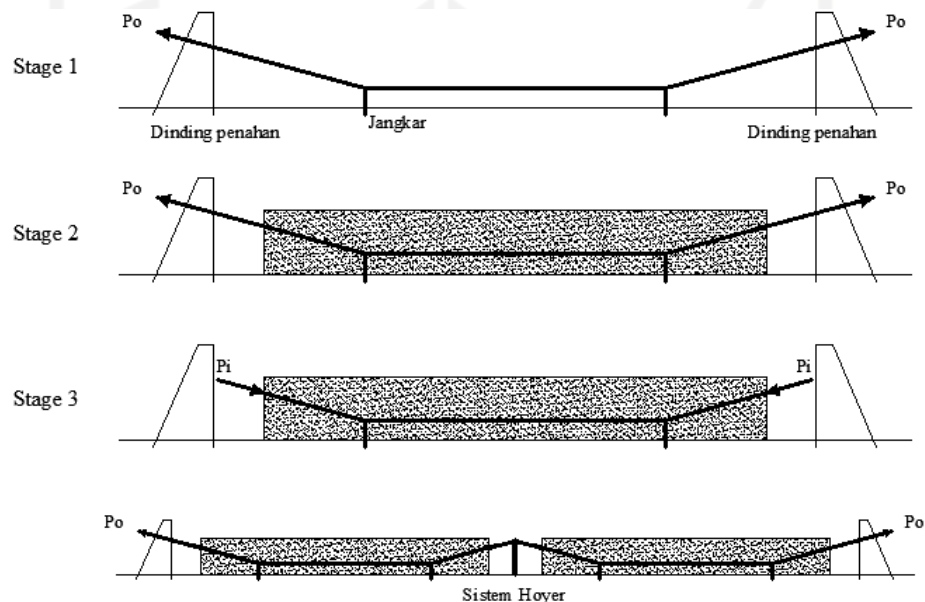
Saat ini, lebih dari 50% jembatan dibangun menggunakan beton prategang (Supriyadi, 2000). Struktur beton prategang sangat sesuai untuk jembatan bentang menengah sampai panjang. Gaya prategang dapat mengurangi tegangan tarik di bagian tumpuan dan daerah kritis pada kondisi beban kerja, sehingga meningkatkan kapasitas lentur, geser, dan torsional penampang tersebut. Adapun beton prategang memiliki kelebihan sebagai berikut.

1. Beton prategang memiliki material dengan mutu lebih tinggi dari beton konvensional, sehingga balok prategang menggunakan material lebih sedikit untuk bentang yang sama.
2. Semua bagian penampang balok prategang ikut menahan momen lentur pada kondisi layan.
3. Deformasi balok prategang akan lebih kecil karena kekakuan yang lebih besar dan adanya chamber.
4. Ketahanan geser balok prategang lebih baik akibat adanya sudut tendon di daerah tumpuan dan adanya gaya prategang yang mengurangi tarik diagonal.
5. Permukaan jembatan lebih kedap air.

### 3.5.1 Tipe Penarikan Baja Prategang

#### 1. Pratarik (*Pretensioning*)

Pada sistem pratarik, baja prategang ditarik/diregangkan terlebih dahulu dan dijangkarkan pada tembok/dinding penahan (*bulkhead*), kemudian beton dicor. Setelah beton mencapai umur/kekuatan tertentu, baja prategang menekan komponen/balok. Transfer gaya prategang umumnya melalui ikatan/lekatan antara baja prategang dengan beton yang mengelilinginya. Pemakaian praktis dari metode pratarik ini pertama kali dikerjakan oleh E.Hoyer, sehingga dikenal sebagai sistem Hoyer (Aboe, A.K., 2006). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.2.

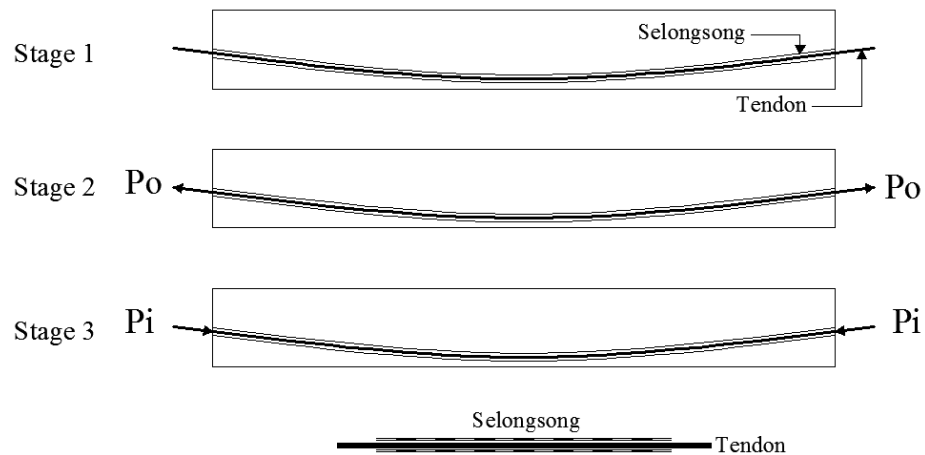


**Gambar 3. 2 Sistem Pratarik**

(Sumber : Aboe, A.K., 2006)

#### 2. Pascatarik (*posttensioning*)

Sistem pascatarik merupakan kebalikan sistem pratarik. Pada cara ini pertama-tama beton dicor/dicetak terlebih dahulu, dengan baja prategang sesuai alinyemen yang direncanakan terletak di dalam selongsong (*duck*) juga ikut tercor. Setelah beton mencapai umur/kekuatan tertentu, baja prategang ditarik dan kemudian dijangkarkan/diangkurkan pada ujung komponen. Transfer gaya prategang pada sistem ini melalui angkur (Aboe, A.K., 2006). Untuk lebih jelasnya lihat pada Gambar 3.3.



**Gambar 3. 3 Sistem Pascatarik**

(Sumber : Aboe, A.K., 2006)

### 3.5.2 Tahapan Pembebanan Prategang

Saat mendesain beton prategang beban yang dipertimbangkan tidak hanya berdasarkan pada beban eksternal yang bekerja seperti beban mati dan beban lalu lintas, tetapi juga pada kombinasi beban tersebut dengan gaya prategang yang bekerja pada penampang beton. Fase pembebanan yang paling kritis biasanya adalah fase sesat setelah tarikan baja (*initial stage*) dan fase layan/akhir (*service/final stage*). (Bambang S dan Agus S.M, 2007).

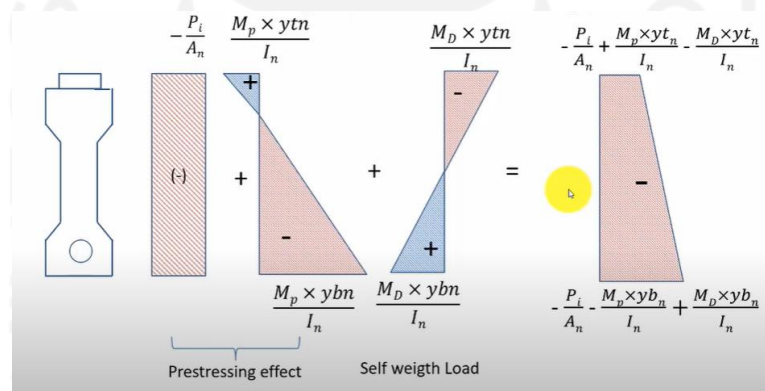
#### 1. *Initial Stage*

*Initial stage* merupakan fase dimana gaya prategang ditransfer ke beton dan beban eksternal tidak memengaruhi apa pun selain berat sendiri. Pada titik ini gaya prategang maksimum, karena tidak ada kehilangan prategang serta kekuatan beton minimum, karena umur beton yang masih muda, hal ini menyebabkan tegangan pada beton menjadi kritis. Pada sistem penarikan awal (*pre tensioning*), untuk mempercepat proses penarikan, tendon dilepaskan pada saat beton mencapai (60-80) % kekuatan yang disyaratkan yaitu pada umur 28 hari. Sedangkan sistem penarikan akhir (*post tensioning*), tendon tidak ditarik sekaligus melainkan dalam dua atau tiga tahap sehingga beton mencapai kekuatan yang diperlukan saat gaya prategang diterapkan sepenuhnya. (Naaman, 1982).

## 2. Final Stage

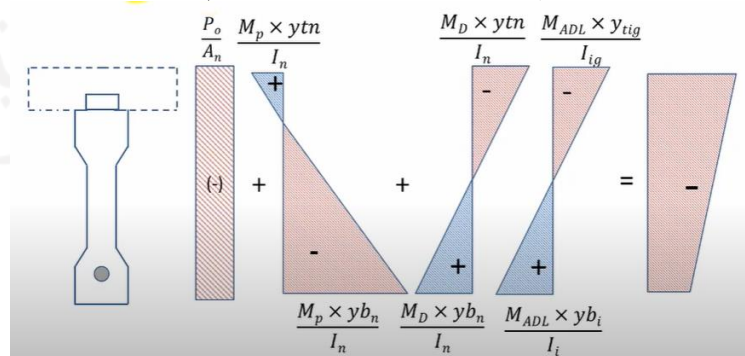
Tahap ini merupakan kondisi yang paling berat yaitu untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa kehilangan prategang telah terjadi seluruhnya. Sehingga gaya prategang telah mencapai nilai minimum dan kombinasi beban eksternal mencapai nilai maksimum, yang meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, dan sejenisnya. (Naaman, 1982).

Pada tahapan pembebanan dari *initial stage* sampai *final stage* terjadi tegangan yang diakibatkan dari beban yang bekerja di tiap tahapan. Dari yang semula hanya menahan gaya prategang rencana, dilanjutkan dengan menerima beban slab pada saat pengecoran slab, hingga pada kondisi final dimana beban hidup telah bekerja. Adapun tegangan yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 3.4 sampai 3.6 berikut.



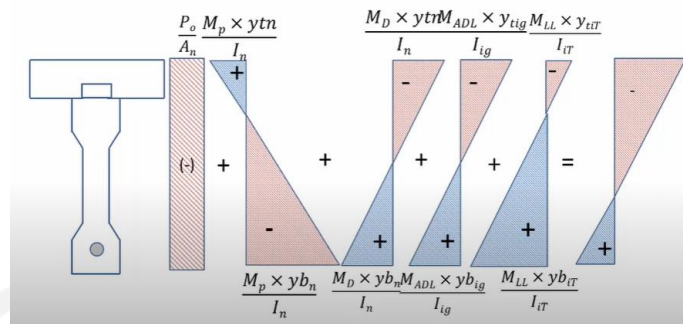
**Gambar 3. 4 Tegangan Saat Initial Stage**

(Sumber : Aboe, A.K., 2006)



**Gambar 3. 5 Tegangan Saat Pengecoran Slab**

(Sumber : Aboe, A.K., 2006)



**Gambar 3. 6 Tegangan Saat Final Stage**

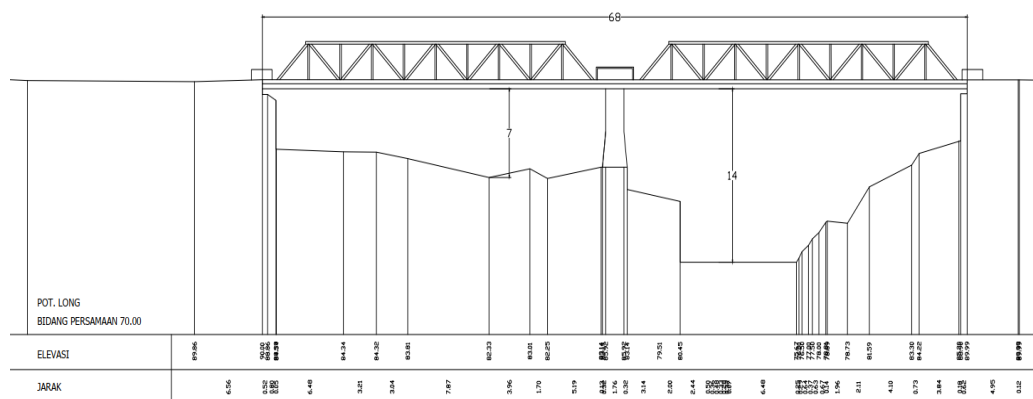
(Sumber : Aboe, A.K., 2006)

### 3.8 Kondisi Eksisting Jembatan

Dalam merencanakan jembatan hal utama yang perlu dilakukan ialah mencari data eksisting jembatan. Adapun kondisi eksisting jembatan Karangsembung dapat diuraikan sebagai Berikut.

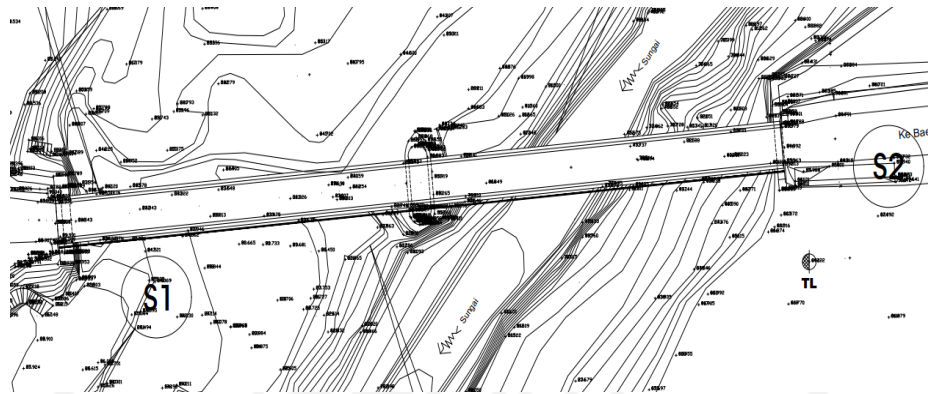
#### 3.8.1 Eksisting Jembatan

Jembatan Karangsembung dengan kondisi eksisting di lapangan melintasi sungai. Pada penelitian kali ini telah diketahui data berupa gambar eksisting yang dapat Adapun eksisting jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.7 sampai Gambar 3.10 berikut.



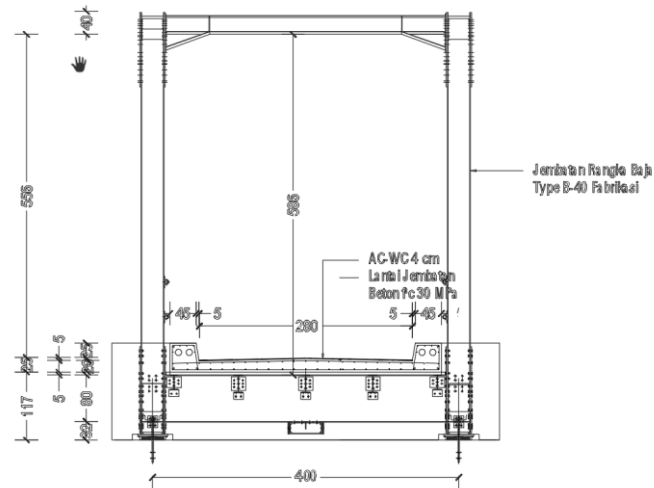
**Gambar 3. 7 Eksisting Memanjang Jembatan Karangsembung**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)



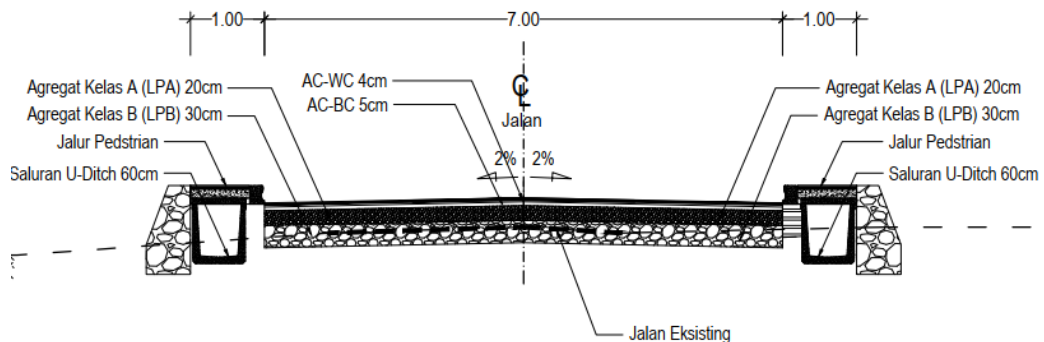
**Gambar 3. 8 Eksisting Tampak Atas Jembatan Karangsembung**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)



**Gambar 3. 9 Penampang Melintang Jembatan Karangsembung**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)



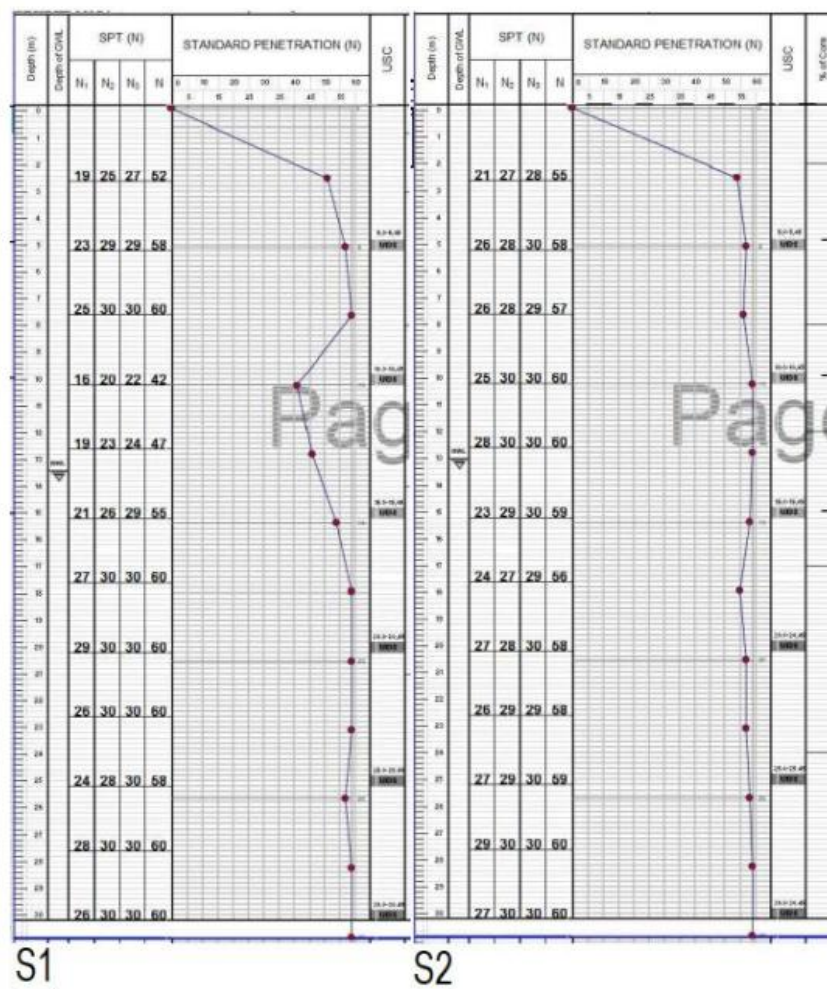
**Gambar 3. 10 Potongan Melintang Jalan Bae-Besito**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)

Berdasarkan gambar tersebut diketahui bentang keseluruhan adalah 68 m yang terbagi menjadi dua bentang 34 m. Serta lebar jembatan yang berukuran 2,8 m cukup kecil untuk melayani jalan dua jalur yang lebar bersihnya 7 m. Sehingga saat jam - jam sibuk terjadi antrean kendaraan untuk melintasi jembatan ini.

### 3.8.2 Data Tanah

Pada penyelidikan tanah diperoleh data tanah yang berupa hasil tes N-SPT dikedua *abutment* sesuai pada Gambar 3.2. Berdasarkan hasil pengujian tanah tersebut diketahui lapis tanah keras berada di kedalaman 18 m dari permukaan tanah. Adapun data tanah tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut.



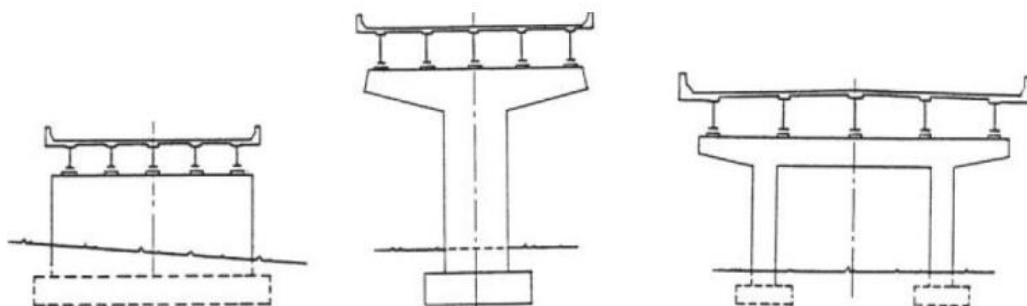
**Gambar 3. 11 Hasil Penyelidikan Tanah Jembatan Karangsembung**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)

### 3.9 Tipe Pilar

Berdasarkan eksisting jembatan Karangsembung yang dapat dilihat pada Gambar 3.5, penggunaan pilar dapat diizinkan karena tidak mengganggu aliran sungai serta tinggi pilar yang masih dapat diterima yaitu 7 m. Pemilihan tipe pilar jembatan harus didasarkan pada fungsi, kekuatan, dan persyaratan geometri. Selain itu, aspek estetika merupakan juga penting dalam pemilihan tipe pilar terutama untuk jembatan yang berada di perkotaan. Bentuk tipikal penampang melintang pilar dapat dilihat pada Gambar 3.12 yang terdiri dari 3 macam, yaitu:

1. Pilar tipe dinding,
2. Pilar tipe hammerhead,
3. Pilar tipe portal.



**Gambar 3. 12 Bentuk Tipikal Penampang Pilar**

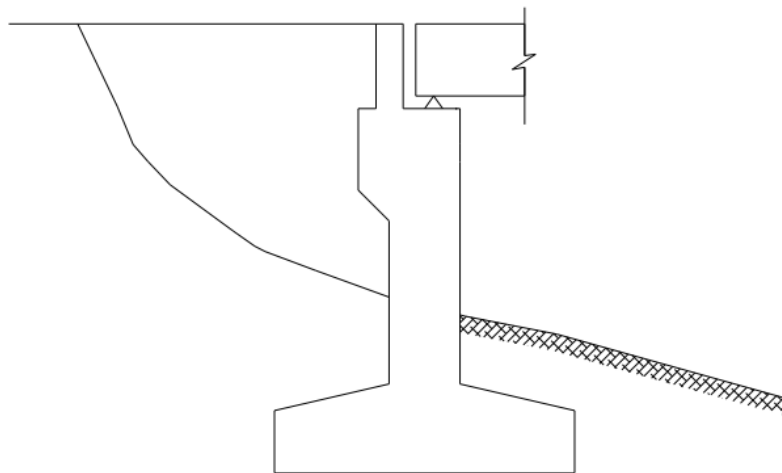
(Sumber : *Bridge Engineering Handbook*, 2003)

### 3.10 Tipe Abutment

Dalam pemilihan tipe *abutment* perlu mengetahui kelebihan dan kekurangan dari berbagai jenis *abutment*, dikarenakan perencana harus menentukan jenis *abutment* yang tepat untuk digunakan pada struktur jembatan. Berdasarkan eksisting jembatan Karangsembung yang memiliki tinggi 5 - 6 m pada *abutment*, maka tipe *abutment* yang akan digunakan dalam penelitian adalah *abutment* jenis T terbalik. *Abutment* dikedua sisi jembatan nantinya dianggap sama karena memiliki elevasi yang sama.



Tipikal *abutment* ini merupakan tembok penahan dengan gelagar kantilever tersusun dari suatu tembok memanjang dan sebagai suatu pelat kekuatan dari tembok. Umumnya *abutment* tipe T terbalik lebih cocok untuk konstruksi yang memiliki ketinggian *abutment* berkisar 6-12 m. Material yang digunakan adalah beton bertulang. Adapun gambar *abutment* jenis T terbalik dapat dilihat pada Gambar 3.13 berikut.



**Gambar 3. 13 Bentuk Abutment Jenis T Terbalik**

(Sumber : *Bridge Engineering Handbook*, 2003)

### 3.11 Penentuan Pondasi

Pondasi terbagi menjadi dua kategori besar, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal menyalurkan beban struktural ke tanah dekat dengan permukaan, sedangkan pondasi dalam mendistribusikan sebagian atau semua beban ke tanah yang lebih dalam. Penentuan pemakaian pondasi dilihat dari hasil uji tanah dimana kedalaman lapisan tanah keras menjadi faktor penentu dipilihnya tipe fondasi. Pada penelitian kali ini akan digunakan jenis fondasi dalam yaitu tiang pancang sesuai pada uji tanah, dimana lapisan tanah keras berada pada kedalaman 18 m.

Tiang pancang dalam pondasi kelompok digunakan untuk mentransfer beban pilar dan beban jembatan ke lapisan tanah yang memiliki cukup daya dukung, dan untuk menahan terhadap uplift dan beban lateral. Tiang pancang yang akan

digunakan adalah tiang pracetak. Dimana jenis tiang pancang pracetak memiliki keuntungan diantaranya sebagai berikut.

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum dipancangkan,
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah,
3. Dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam,
4. Dapat menambah kepadatan tanah granular.

### 3.12 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 SNI 1725:2016 tentang standart pembebanan untuk jembatan aksi – aksi (beban) digolongkan berdasarkan jenisnya sebagai berikut.

#### 3.12.1 Beban Primer

Beban mati atau primer jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan nonstruktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi. Adapun berat isi untuk beban mati berdasarkan material dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

**Tabel 3. 2 Berat Isi Untuk Beban Mati**

No	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22	2245
2	Besi tulangan ( <i>cast iron</i> )	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	1744
4	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel macadam or ballast</i> )	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal ( <i>asphalt concrete</i> )	22	2245
6	Beton ringan ( <i>low density</i> )	12,25-19,6	11250-2000
7	Beton $f_c < 35$ Mpa	22-25	2320
	$35 < f_c < 105$ Mpa	$22 + 0,022f_c'$	$2240 + 2,29f_c'$
8	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras ( <i>hard wood</i> )	11	1125

Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Beban mati dibedakan menjadi dua kategori yaitu berat sendiri (MS) dan beban mati tambahan (MA). Adapun kedua jenis beban tersebut dapat diuraikan sebagai berikut.

#### 1. Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

**Tabel 3. 3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri**

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}^L$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,9
	Aluminium	1,00	1,10	0,9
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor ditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,7

*Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016*

#### 2. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang menyusun suatu beban pada jembatan dan bukan elemen struktural, serta besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam keadaan tertentu, nilai faktor beban mati tambahan sesuai dengan ketentuan pada Tabel 3.4 boleh digunakan, dengan persetujuan otoritas yang berwenang saat melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan agar tidak melebihi umur jembatan.

**Tabel 3. 4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan**

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MA}^S$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MA}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,7
	Khusus (terawas)	1,00	1,40	0,8

Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Bagian ini memuat persyaratan terhadap ketebalan pelapisan kembali yang diperbolehkan untuk permukaan dan sarana lain di jembatan, dimana semua jembatan harus dirancang untuk menahan beban tambahan berupa aspal setebal 50 mm untuk pelapisan kembali yang akan datang kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang.

### 3.12.2 Beban Lajur

Beban lalu lintas atau beban lajur untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan (SNI 1725:2016 Pasal 8.1). Adapun kedua jenis beban tersebut dapat diuraikan sebagai berikut.

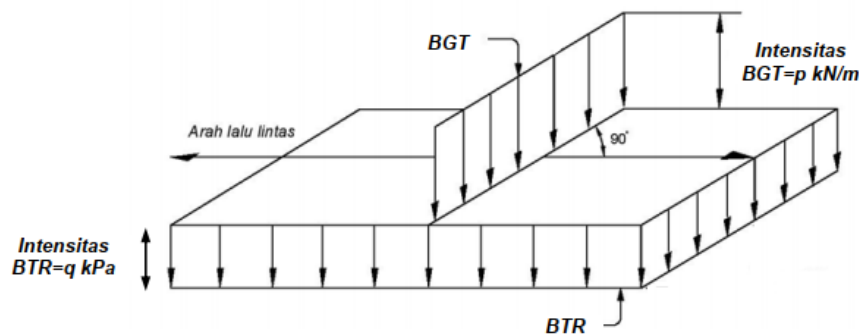
#### 1. Beban lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 3.14. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" seperti pada Tabel 3.5 berikut.

**Tabel 3. 5 Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D"**

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^S_{TD}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^U_{TD}$ )
Transien	Beton	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016



**Gambar 3. 14 Beban Lajur "D"**

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa dengan besaran  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  yaitu seperti berikut :

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$\text{Jika } L \geq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

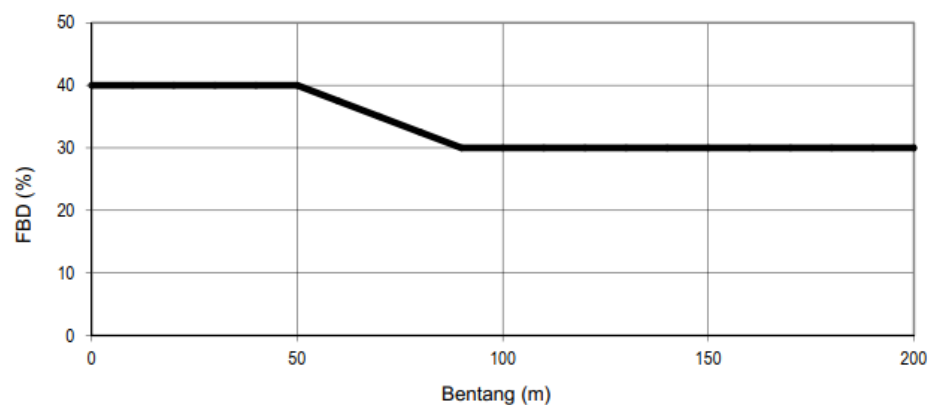
Keterangan,

$q$  = adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

$L$  = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas  $p$  kN/m harus diterapkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49 kN/m. Untuk mencapai momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT lain yang identik harus ditempatkan pada arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Adapun nilai FBD dapat ditentukan dengan Gambar 3.15 berikut.



**Gambar 3. 15 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur "D"**

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

## 2. Beban truk "T" (TT)

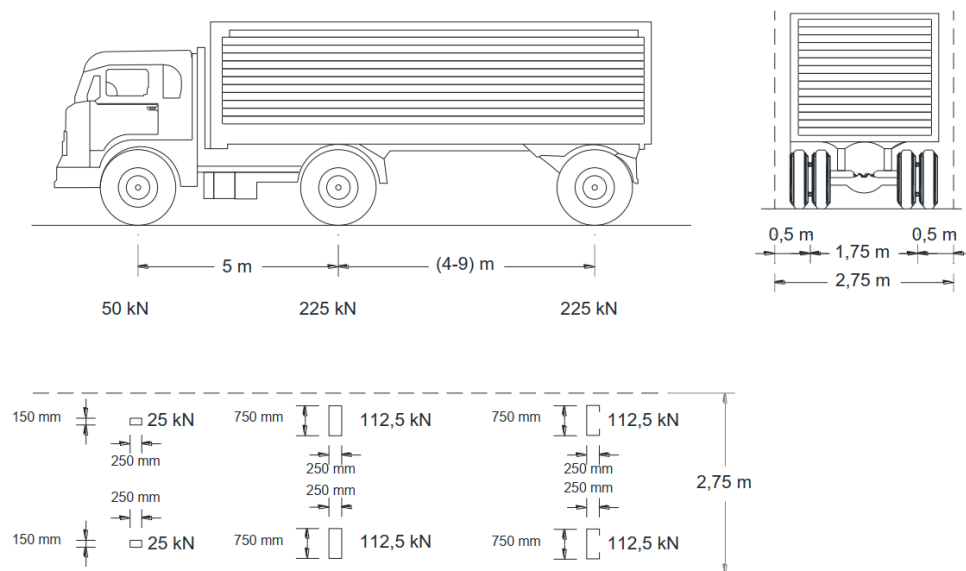
Selain beban "D", terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk "T". Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban "T" seperti terlihat pada Tabel 3.6 berikut.

**Tabel 3. 6 Faktor Beban Untuk Beban "T"**

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TT}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TT}^S$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{TT}^U$ )
Transien	Beton	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Besarnya beban truk "T" ditunjukkan pada Gambar 3.16 yang terdiri dari truk semitrailer dimana berat masing-masing gandarnya secara merata sama besar, yang demikian merupakan area kontak antara roda dan permukaan lantai.

**Gambar 3. 16 Pembebanan Truk "T"**

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Jarak antara kedua gandar dapat divariasikan antara 4,0 m - 9,0 m untuk mencapai pengaruh terbesar pada arah longitudinal jembatan. Untuk letak dan penyebaran beban truk "T" yang menyebabkan terjadinya momen maksimum secara rinci dijelaskan dalam SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan.

### 3.12.3 Beban Rem (TB)

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

1. 25% dari berat gandar truk desain atau,
2. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 SNI 1725:2016 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing - masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 SNI 1725:2016 berlaku untuk menghitung gaya rem. Adapun tabel faktor kepadatan lajur dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

**Tabel 3. 7 Faktor Kepadatan Lajur**

<b>Jumlah lajur yang dibebani</b>	<b>Faktor kepadatan lajur</b>
1	1,2
$\geq 2$	1

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

#### 3.12.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan kaki (TP) hanya diberikan jika lebar trotoar lebih dari 600 mm. Intensitas beban adalah sebesar 5 kPa dengan asumsi beban bekerja bersamaan bersama -sama dengan beban kendaraan pada setiap lajur.

#### 3.12.5 Beban Temperatur (EUn)

Beban temperatur tidak termasuk gaya yang bekerja pada balok girder, sebaliknya perubahan suhu yang cukup ekstrim yang dapat menyebabkan deformasi. Perbedaan antara suhu maksimum dan minimum dengan suhu nominal digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi karena perbedaan suhu tersebut. Adapun temperatur jembatan rata- rata nominal dapat ditunjukkan pada tabel di bawah ini.



**Tabel 3. 8 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal**

<b>Tipe Bangunan Atas</b>	<b>Temperatur jembatan rata-rata minimum</b>	<b>Temperatur jembatan rata-rata maksimum</b>
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15 °C	40 °C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40 °C
Pantai plat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40 °C
Catatan : Temperatur jembatan rata- rata minimum bisa dikurangi 50 °C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan		

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Temperatur maksimum dan minimum yang ditunjukkan dalam Tabel 3.8 di atas dapat digunakan sebagai  $T_{max}$  dan  $T_{min}$  pada persamaan berikut.

$$\Delta T = \alpha \times L \times (T_{max} - T_{min})$$

keterangan :

$\alpha$  = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

$L$  = panjang komponen jembatan (mm)

Adapun nilai koefisien muai akibat suhu pada setiap bahan yang digunakan adalah sebagai berikut.

**Tabel 3. 9 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal**

<b>Bahan</b>	<b>Koefisien perpanjangan akibat suhu (<math>\alpha</math>)</b>	<b>Modus Elastis (MPa)</b>
Baja	12 x 10 <sup>-6</sup> per °C	200000
Beton :		
fc' < 30	10 x 10 <sup>-6</sup> per °C	4700√fc'
fc' > 30	11 x 10 <sup>-6</sup> per °C	4700√fc'

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

### 3.12.6 Beban Angin Pada Struktur ( $EW_s$ )

#### 1. Tekanan angin horizontal

Tekanan angin diasumsikan sebagai angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_b$ ) sebesar 90-126 km/jam. Kekuatan angin ini harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada area yang terkena angin. Area yang diperhitungkan adalah area dari komponen, termasuk sistem lantai dan railing, diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah gaya angin itu harus diubah untuk mencapai pengaruh maksimum terhadap struktur jembatan.

Jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana ( $V_{DZ}$ ) harus dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.3)$$

Keterangan:

$V_{DZ}$  = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana,  $Z$  (km/jam)

$V_{10}$  = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

$V_B$  = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada Elevasi 10000 mm, yang akan menghasilkan tekanan

$Z$  = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$ mm)

$V_0$  = kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 3.7, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam).

$Z_0$  = panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 3.7 (mm).

$V_{10}$  dapat diperoleh dari:

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang,
- Survei angin pada lokasi jembatan, dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa  $V_{10} = V_B = 90$  s/d 126 km/jam,

Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu dapat dilihat pada Tabel 3.10 di bawah ini.

**Tabel 3. 10 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu**

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

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Perancang dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi beban yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang mempengaruhi kendaraan. Arah angin yang diproyeksikan diasumsikan horizontal kecuali sebagaimana ditentukan dalam Pasal 9.6.3 SNI 1725:2016.

Tekanan angin rencana dalam satuan MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.4)$$

Keterangan:

$P_B$  = tekanan angin dasar.

Adapun tekanan angin dasar  $P_B$  dapat ditentukan dengan Tabel 3.11 berikut ini.

**Tabel 3. 11 Tekanan Angin Dasar**

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Angka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

Total beban gaya angin tidak boleh kurang dari 4,40 N/mm pada bidang tekan dan 2,20 N/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,40 N/mm pada gelagar.

Untuk gaya angin yang bekerja langsung pada struktur bawah, tekanan angin dasar diambil sebesar 0,0019 MPa. Pada angin yang bekerja tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, harus dibagi menjadi bagian-bagian yang tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang depan dari bangunan bawah. Perencana harus memperhitungkan gaya-gaya ini bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada superstruktur.

## 2. Tekanan angin vertical

Jembatan harus menahan beban garis longitudinal jembatan yang menyebabkan gaya angin vertical ke atas sebesar  $9,6 \times 10^{-4}$  MPa dikalikan dengan lebar jembatan termasuk *barrier* dan trotoar. Gaya ini dianggap hanya untuk keadaan batas kekuatan III dan daya layan IV, dimana tidak melibatkan angin yang bekerja pada kendaraan, dan hanya dipertimbangkan untuk kasus beban dimana diasumsikan bahwa arah angin bertindak tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya longitudinal tersebut memiliki titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal. Pembahasan beban angin lebih rinci dijelaskan dalam SNI 1725:2016 Pembeban untuk Jembatan.

Setelah tekanan angin didapatkan, beban angin pada struktur ( $EW_S$ ) dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$EW_S = P_D (H_B + H_{BR}) L_B \quad (3.5)$$

Keterangan:

$P_D$  = tekanan angin rencana.

$H_B$  = tinggi struktur jembatan.

$H_{BR}$  = tinggi *barrier* jembatan.

$L_B$  = panjang bentang jembatan.

### 3.12.7 Beban Gempa (EQ)

#### 1. Beban Gempa Lateral

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon ( $R$ ) dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \cdot W_t \quad (3.6)$$

Dimana,

$E_Q$  = gaya gempa horizontal statik (kN).

$C_{sm}$  = koefisien respon gempa elastis.

$R$  = faktor modifikasi respon.

$W_t$  = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai.

Koefisien respon elastik  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan. Ketentuan pada panduan ini berlaku untuk jembatan konvensional. Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan nonkonvensional.

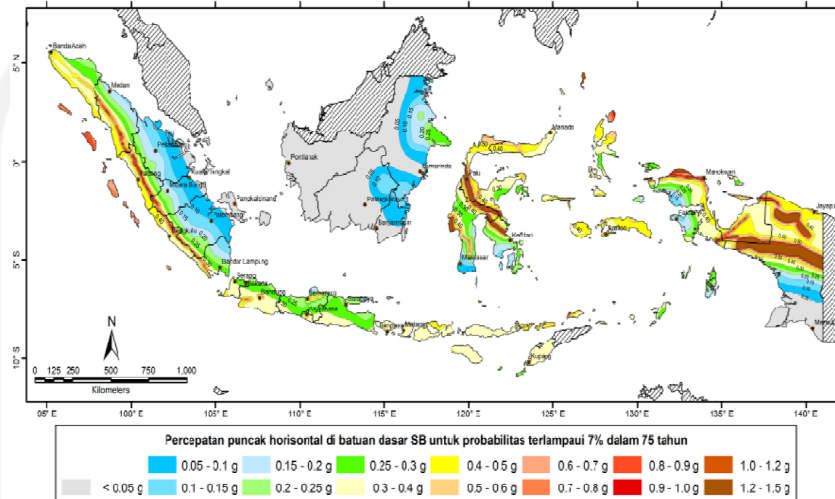
## 2. Gaya Gempa Vertikal

Menurut SNI 2833 (2016) struktur atas dianggap mengalami gerakan naik-turun agar tidak terhempas ke atas. Perhitungan gempa vertikal dapat dilakukan dengan dua kondisi berikut dan diambil nilai maksimum.

- a. 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban mati tambahan.
- b. 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

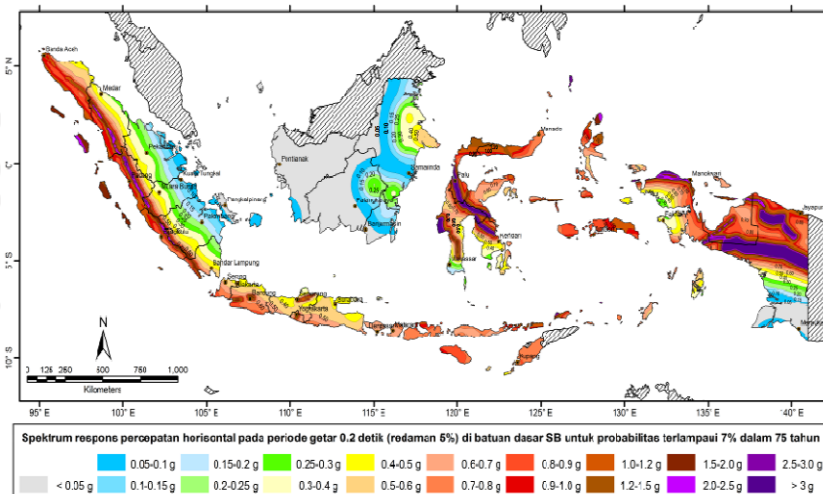
## 3. Peta Gempa

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Adapun peta tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.17 sampai Gambar 3.19 berikut.



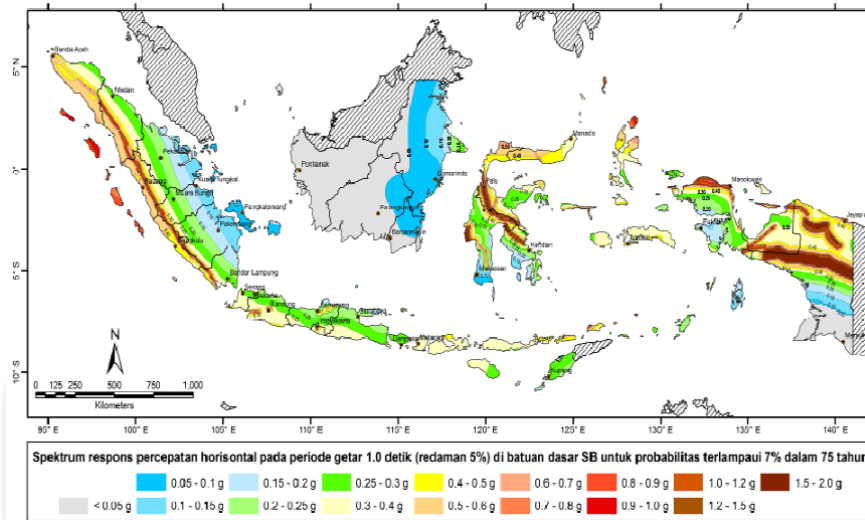
**Gambar 3. 17 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)



**Gambar 3. 18 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)



**Gambar 3. 19 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

4. Faktor Situs

Untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ( $T=0,2$  detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ ) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 memberikan nilai-nilai FPGA,  $F_a$ , dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

**Tabel 3. 12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (FPGA/ $F_a$ )**

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

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

**CATATAN:** Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

**Keterangan:**

PGA = percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Ss = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T=0,2 detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

SS = lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

**Tabel 3. 13 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 1,0 Detik (Fv)**

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	2,1
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

**CATATAN:** Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier.

**Keterangan:**

S1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

SS = lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

5. Respon Spektra

Respon spektra yang dirancang adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum sistem dengan suatu derajat kebebasan tunggal dalam berbagai periode alami teredam akibat getaran tanah. Respon spektra di permukaan tanah ditentukan berdasarkan dari 3 nilai percepatan puncak di



batuan dasar (PGA,  $S_s$  dan  $S_1$ ), serta nilai faktor amplifikasi FPGA,  $F_a$  dan  $F_v$ . Respon spektra ditentukan dengan persamaan berikut.

$$AS = FPGA \times PGA \quad (3.7)$$

$$SDS = F_a \times S_s \quad (3.8)$$

$$SD1 = F_v \times S1 \quad (3.9)$$

Keterangan:

FPGA = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar

PGA = percepatan puncak di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

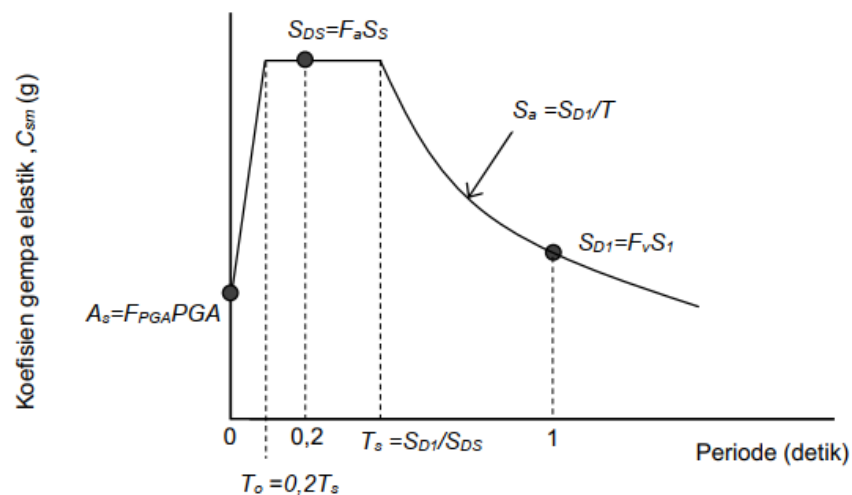
$F_a$  = faktor amplifikasi getaran periode 0,2 detik

$F_v$  = faktor amplifikasi getaran periode 1,0 detik

$S_s$  = respon spektra percepatan periode 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

$S_1$  = respon spektra percepatan periode 1,0 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Model tipikal respon spektra yang sudah disederhanakan di permukaan tanah diperlihatkan pada Gambar 3.20 berikut ini.



**Gambar 3. 20 Bentuk Tipikal Respon Sepekta di Permukaan Tanah**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

## 6. Analisis kelas situs

Berdasarkan SNI 2833 (2016), klasifikasi lokasi ditentukan untuk lapisan setebal 30 m dengan didasarkan pada korelasi hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium seperti ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

**Tabel 3. 14 Kasifikasi 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	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 750$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
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 : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air (<math>w</math>) <math>\geq 40\%</math>, dan</li> <li>3. Kuat geser tak terdrainase <math>S_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>			

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

## 7. Koefisien Respons Gempa Elastis ( $C_{sm}$ )

Koefisien respons gempa elastik :

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

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.10)$$

- b. 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 SDS.
- c. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , koefisien respons gempa elastik ( $C_{sm}$ ) didapatkan dari persamaan berikut.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.11)$$

Keterangan,

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

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

$T_0$  =  $0,2 \times T_s$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.12)$$

#### 8. Zona Gempa

Saat menghitung beban seismik, lokasi jembatan harus dikelompokkan berdasarkan zona seismik. Zona seismik yang digunakan terdiri dari zona seismik 1 hingga zona seismik 4 yang dikelompokkan berdasarkan nilai respon spektral permukaan rencana pada periode 1,0 detik ( $S_{D1}$ ). Batasan nilai  $S_{D1}$  untuk setiap zona gempa ditunjukkan pada Tabel 3.15 berikut.

**Tabel 3. 15 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

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

Zona gempa tersebut digunakan untuk menentukan kelas kinerja seismik struktur jembatan. Kelas kinerja seismik menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk menentukan metode analisis struktur, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan pilar, dan metode desain pondasi dan kepala jembatan.

#### 9. Faktor Modifikasi Respon ( $R$ )

Estimasi gaya gempa pada struktur bawah dan hubungan antar komponen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya seismik elastis dengan faktor

peubahan respons (R) menurut Tabel 3.16 dan 3.17. Sebagai alternatif menggunakan faktor R pada tabel 3.17 untuk hubungan struktur, sambungan struktural seperti hubungan kolom ke *pile cap* dapat dirancang untuk menerima gaya maksimum akibat plastisitas kolom atau kolom majemuk yang disambungkan. Jika analisis dinamik waktu digunakan, maka faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah dan hubungan antar bagian struktur diambil sebesar 1.

**Tabel 3. 16 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah**

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang atau pilar beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Pilar 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
Pilar majemuk	1,5	3,5	5,0

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

**Tabel 3. 17 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur**

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

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

## 10. Kombinasi Beban Gempa

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.

$$a. DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQ_y \pm EQ_x \quad (3.13)$$

$$b. DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQ_y \pm EQ_x \quad (3.14)$$

Keterangan,

$DL$  = Beban mati yang bekerja ( kN )

$\gamma_{EQ}$  = 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

### 3.12.8 Beban Akibat Tekanan Tanah

Berdasarkan SNI 1725 (2016) koefisien tekanan tanah nominal dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah yang diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di laboratorium maupun di lapangan. Sifat-sifat tanah yang dimaksud adalah kepadatan, kadar air, kohesi, sudut geser dalam dll. Faktor beban yang digunakan adalah sebagai berikut.

**Tabel 3. 18 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah**

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{z,t}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s_{z,t}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^c_{z,t}$ )	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,8
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,8
	- Pasif	1,00	1,4	0,7
	- Diam	1,00	(1)	

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

a. Tekanan tanah aktif

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$P_a = K_a \times \gamma_s \times z + 2c\sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

keterangan :

$P_a$  = Tekanan tanah aktif (kN/m<sup>2</sup>)

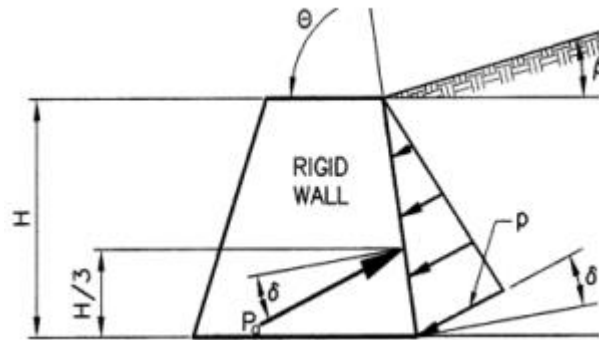
$\gamma_s$  = Berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$z$  = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

$c$  = Kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

Di bawah ini merupakan notasi yang diperlukan dalam menghitung koefisien tekanan tanah aktif.



**Gambar 3. 21 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif**

**Coulomb**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) nilai-nilai untuk koefisien tekanan tanah lateral aktif ditentukan menggunakan rumus berikut ini.

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (3.16)$$

dengan,

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (3.17)$$

$$\phi'_f = \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan \phi) \quad (3.18)$$

keterangan :

$\delta$  = Sudut geser antara urukan dan dinding ( $^\circ$ ), nilai  $\delta$  diambil melalui pengujian laboratorium atau bila tidak memiliki data yang akurat dapat mengacu pada Tabel 3.13

$\beta$  = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal ( $^\circ$ )

$\theta$  = Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal ( $^\circ$ )

$\phi'_f$  = Sudut geser efektif tanah ( $^\circ$ )

$K_\phi^R$  = Faktor pengurangan kekuatan (0,7)

Nilai sudut geser antara urukan dan dinding dapat ditentukan menggunakan tabel di bawah ini.

**Tabel 3. 19 Sudut Geser Berbagai Material**

<b>Material</b>	<b>Sudut geser <math>\delta</math> (<math>^\circ</math>)</b>
Beton pada material fondasi sebagai berikut :	
• Batuan	35
• Kerikil, campuran kerikil – pasir, pasir kasar	29 – 31
• Pasir halus hingga medium, pasir kelanauan medium hingga kasar, kerikil kelanauan atau berlempung	24 – 29
• Pasir halus, pasir kelanauan atau berlempung halus hingga medium	19 – 24
• Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	17 – 19
• Lempung prakonsolidasi atau residual yang sangat teguh dan keras	22 – 26
• Lempung agak teguh hingga lempung teguh, dan lempung kelanauan	17 – 19
Pasangan bata pada material fondasi memiliki faktor geser yang sama	

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

b. Tekanan tanah pasif

Berdasarkan SNI 1725 (2016) untuk tanah kohesif, tekanan tanah pasif dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$P_p = K_p \times \gamma_s \times z + 2c\sqrt{K_p} \quad (3.19)$$

dengan,

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

keterangan :

$P_p$  = Tekanan tanah pasif (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_s$  = Berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$z$  = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

$c$  = Kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$K_p$  = Koefisien tekanan tanah pasif

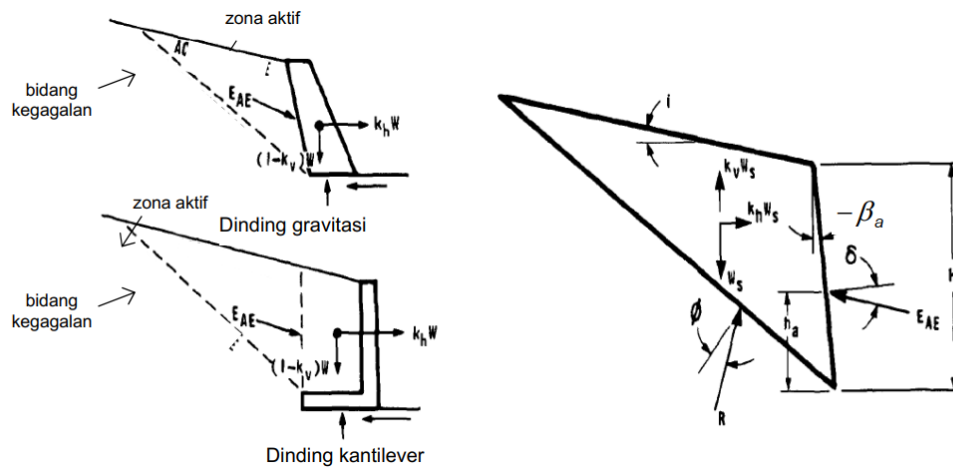
### 3.12.9 Tekanan Tanah Akibat Gempa

Tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa dapat dihitung dengan menggunakan pendekatan pseudostatis yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe. Adapun asumsi dasar yang digunakan yaitu sebagai berikut:

1. Kepala jembatan bebas berdeformasi sedemikian sehingga memberikan kondisi tekanan aktif untuk timbul. Bila kepala jembatan kaku terkekang dan tidak dapat bergerak, maka tekanan tanah yang diperoleh akan lebih besar dibandingkan dengan hasil analisis Mononobe-Okabe.
2. Timbunan dibelakang kepala jembatan bersifat nonkohesif dengan sudut friksi
3. Timbunan tidak jenuh sehingga tidak ada pengaruh likuifaksi.

Kondisi kesetimbangan gaya di belakang kepala jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.19 berikut.





**Gambar 3. 22 Bentuk Tipikal Respon Sepekta di Permukaan Tanah**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

Formula gaya tekan tanah aktif akibat pengaruh gempa ( $E_{AE}$ ) yaitu sebagai berikut.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H_t^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (3.20)$$

Dengan nilai koefisien tekanan aktif seismik ( $K_{AE}$ ) adalah,

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\phi + \theta + \beta_a)} \times \left( a + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\phi + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2} \quad (3.21)$$

Selanjutnya untuk komponen tekanan tanah pasif yang cenderung mendorong tanah timbunan yaitu sebagai berikut.

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H_t^2 (1 - k_v) K_{PE} \quad (3.22)$$

Dengan nilai koefisien tekanan pasif seismik ( $K_{PE}$ ) adalah,

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\phi + \theta - \beta_a)} \times \left( a + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\phi + \theta - \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2}$$

(3.18)

**Keterangan:**

$\gamma$  = berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$H_t$  = tinggi tanah (m)

- $\phi$  = sudut geser internal tanah ( $^{\circ}$ )  
 $\theta$  =  $\arctan(k_h/(1-k_v))$  ( $^{\circ}$ )  
 $\delta$  = sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan ( $^{\circ}$ )  
 $k_h$  = koefisien percepatan horizontal  
 $k_v$  = koefisien percepatan vertical (umunya diambil 0)  
 $i$  = sudut kemiringan timbunan ( $^{\circ}$ )  
 $\beta_a$  = kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal ( $^{\circ}$ )

Dimana  $k_h$  adalah,

$$k_h = 0,5 \times A_s \quad (3.23)$$

Dengan  $A_s$  adalah percepatan puncak di permukaan yang diperoleh dengan menggunakan percepatan puncak batuan dasar/PGA yang dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi (FPGA). Pengaruh percepatan tanah arah vertikal dapat diabaikan.

### 3.13 Kombinasi Pembebanan

Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Faktor beban dalam setiap kombinasi beban harus diambil sesuai pada Tabel 3.20 di bawah ini. Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa sehingga menghasilkan kondisi ekstrim diciptakan oleh beban yang bekerja. Untuk kombinasi beban dimana pengaruh salah satu gaya mengurangi pengaruh gaya yang lain, faktor beban yang dikurangi harus digunakan sebagai gaya pereduksi.

**Tabel 3. 20 Kombinasi Beban dan Faktor Beban**

Keadaan/Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>L</sub>	BF	EU <sub>n</sub>	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	$\gamma_p$	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat II	$\gamma_p$	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat IV	$\gamma_p$	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	$\gamma_p$	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Ekstrem I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatig (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

CATATAN : -  $\gamma_p$  dapat berupa  $\gamma_{MS}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$  tergantung beban yang ditinjau.

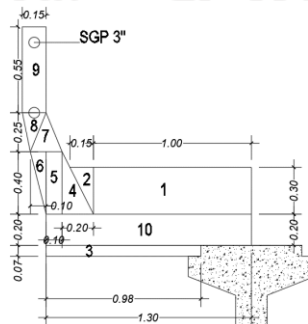
-  $\gamma_{EQ}$  adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

### 3.14 Perancangan Elemen - Elemen Jembatan

#### 3.14.1 Struktur Atas Jembatan

##### 1. Tiang Sandaran

Tiang sandaran pada tugas akhir ini hanya sebagai pembebanan, sehingga dimensi merujuk pada Bina Marga. Adapun detail dimensi tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.20.



**Gambar 3. 23 Tiang Sandaran Jembatan**

## 2. Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan awal pelat lantai jembatan direncanakan berdasarkan dengan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 adalah sebagai berikut.

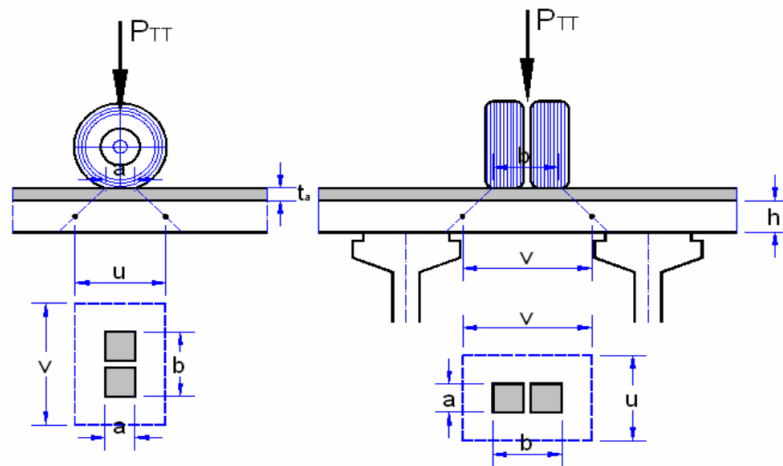
$$t_s = 0,03L \geq 165 \text{ mm} \quad (3.24)$$

Dimana,

$t_s$  = Tebal pelat lantai kendaraan ( mm )

$L$  = Jarak antar girder ( mm )

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



**Gambar 3. 24 Pouching Shear**

(Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 1992)

$$Vu > Pu_{truck} \quad (3.25)$$

$$b_0 = a + (2 \times t_s) + h \quad (3.26)$$

$$d_0 = b + (2 \times t_s) + h \quad (3.27)$$

$$b' = (2 \times u) + (2 \times v) \quad (3.28)$$

$$A_{pons} = b' \times d \quad (3.29)$$

$$Pu_{truck} = (1 + FDB) \times P_{TT} \quad (3.30)$$

$$Vc = 1/6 \times \sqrt{fc'} \times b' \times d \quad (3.31)$$

$$Vu = \phi \times Vc \quad (3.32)$$

Dimana,

$b_0$  = Panjang efektif dari keliling kritis ( mm )

- $d_0$  = Lebar efektif dari keliling kritis ( mm )  
 $h$  = Tebal plat lantai kendaraan ( mm )  
 $t_a$  = Tebal lapisan aspal dan overlay ( mm )  
 $A_{pons}$  = Luas penampang kritis ( mm )

### 3. Balok Girder

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 adalah sebagai berikut.

$$H \geq 0,045L \quad (3.33)$$

$$B = H / 3 \quad (3.34)$$

dimana ,

$H$  = Tinggi girder ( m )

$B$  = Lebar girder ( m )

$L$  = Bentang jembatan ( m )

### 4. Perkiraan gaya prategang dan luas tendon yang diperlukan

Jumlah strand prategang yang diperlukan umumnya ditentukan berdasarkan tegangan tarik pada serat bawah gelagar akibat kombinasi pembebanan Layan Daya III dimana besarnya tegangan tarik pada sisi bawah tersebut akibat kombinasi beban layan III adalah:

$$f_{bserv} = \frac{M_s}{S_b} + \frac{M_A + 0,8(M_{LL})}{S_{bcg}} \quad (3.35)$$

Dimana,

$M_s$  = berat sendiri komponen struktur (N)

$S_b$  = modulus penampang gelagar (mm<sup>3</sup>)

$M_A$  = beban mati tambahan (N)

$M_{LL}$  = beban lalu lintas (N)

$S_{bcg}$  = modulus penampang komposit (mm<sup>3</sup>)

Tegangan izin saat kondisi beban servis,

$$f_{tallowservis} = 0,5\sqrt{f'_{cg}} \quad (3.36)$$

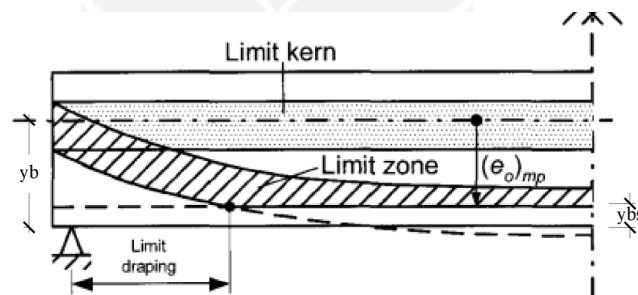
Dimana,

$$f'_{cg} = \text{kuat tekan beton gelagar (MPa)}$$

Dengan demikian, besar tegangan pratekan yang dibutuhkan,  $f_{pb}$ , pada bagian bawah gelagar adalah:

$$f_{pb} = f_{bserv} - f_{allowservis} \quad (3.37)$$

Lokasi pusat gaya prategang diasumsikan sekitar 5% - 15% dari tinggi gelagar yang diukur dari sisi bawah gelagar. Sehingga terdapat eksentrisitas yaitu jarak pusat tendon ke sumbu netral gelagar. Hal ini sesuai dengan pernyataan Namman (2004), bahwasanya sering dijumpai desain tendon seperti pada gambar dibawah ini. Dimana dapat diartikan eksentrisitas tendon adalah jarak dari garis netral penampang ke pusat tendon ditengah bentang, dimana pusat tendon harus diatas selimut beton dimana pada gambar tersebut bernotasi  $y_{bs}$ .



**Gambar 3. 25 Eksentrisitas Tendon**

Dengan demikian, eksentrisitas pada tengah bentang,

$$e_c = y_b - y_{bs} \quad (3.38)$$

Dimana,

$y_b$  = tinggi garis netral penampang dari serat bawah (mm)

$y_{bs}$  = tinggi pusat tendon tengah bentang dari serat bawah (mm)

Tegangan pada dasar gelagar akibat gaya prategang ( $P_t$ ), bisa ditentukan dengan persamaan berikut,

$$f_{pb} = \frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \times e_c}{S_b} \quad (3.39)$$

Dimana,

$P_e$  = gaya prategang diperlukan (N)

$e_c$  = eksentrisitas tendong ditengah bentang (mm)

$A_g$  = luas penampang gelagar ( $\text{mm}^2$ )

Gaya prategang diperlukan,

$$P_e = \frac{f_{pb} \times A_g \times S_b}{S_b + e_c \times A_g} \quad (3.40)$$

Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 25 %-30% dan tegangan prategang awal adalah  $0,75 f_{pu}$ . Untuk perhitungan awal, nilai  $f_{pj}$  yang digunakan adalah  $f_{pj} = f_{pbi}$ , namun setelah jumlah strand diketahui, gunakan  $f_{pj}$  sebenarnya untuk perhitungan selanjutnya.

Gaya prategang akhir di tiap *strand*,

$$P_{pe\_strand} = A_{strand} \times f_{pbi} (1 - losses) \quad (3.41)$$

Jumlah strand yang diperlukan,

$$n_{strand\_req} = \frac{P_e}{P_{pe\_strand}} \quad (3.42)$$

Perlu diperhatikan bahwa penentuan jumlah kawat baja prategang awal dapat berbeda dengan jumlah kawat baja prategang akhir yang digunakan. Hal ini disebabkan oleh penentuan kawat baja prategang awal pada desain ditentukan berdasarkan kondisi di tengah bentang. Namun, pada jembatan segmental balok prategang, perencanaan sering ditentukan oleh kondisi pada sambungan, dalam hal ini terjadi tegangan tarik pada sambungan gelagar, sehingga jumlah kawat baja prategang akhir lebih banyak dari perkiraan semula.

$$\text{Luas baja prategang yang digunakan, } A_{ps} = A_{strand} \times n_{strand} \quad (3.43)$$

Dimana,

$A_{ps}$  = luas baja prategang ( $\text{mm}^2$ )

$A_{strand}$  = luas *strands* ( $\text{mm}^2$ )

$n_{strand}$  = jumlah *strands*

$f_{pb}$  = tegangan dibawah penampang kondisi layan (MPa)

### 5. Perhitungan Kehilangan Prategang

Kehilangan gaya prategang pada gelagar beton prategang terdiri dari kehilangan seketika dan kehilangan jangka panjang. Dimana kehilangan gaya prategang tersebut terjadi pada tiga fase yaitu, pada saat transfer, pada saat pengecoran dek, dan pada saat layan. Dimana jenis kehilangan gaya prategang pada tiap fase dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 3. 21 Kehilangan Prategang Pada Gelagar Pascatarik**

Kehilangan Prategang (AASHTO LRFD Pasal 5.9.5)	Saat Transfer	Saat Transfer Hingga Pengecoran Dek	Saat Pengecoran Dek Hingga Waktu Akhir
Friksi	$\Delta f_{pF}$	-	-
Slip pada Tendon	$\Delta f_{pA}$	-	-
Perpendekan Elastis	$\Delta f_{pES}$	-	-
Susut pada Gelagar	-	$\Delta f_{pSR}$	$\Delta f_{pSD}$
Rangak pada Gelagar	-	$\Delta f_{pCR}$	$\Delta f_{pCD}$
Relaksasi pada Baja Prategang	-	$\Delta f_{pR1}$	$\Delta f_{pR2}$
Susut pada Dek Saat Penampang Komposit	-	-	$\Delta f_{pSS}$

(Sumber : AASHTO LRFD, 2017)

#### a. Kehilangan akibat gesekan

Kehilangan prategang yang disebabkan gesekan dithitung dengan persamaan berikut ini.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \times (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (3.44)$$

$$\alpha = \frac{2e_p}{L_p} \quad (3.45)$$

Dimana ,

$f_{pj}$  = tegangan baja prategang saat jacking

$K$  = koefisien gesek *wobble*

$\mu$  = koefisien gesek kelengkungan

$x$  = panjang tendon yang diukur dari ujung jacking ke titik yang



ditinjau,

- $\alpha$  = penjumlahan dari nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari jacking hingga ujung jacking
- $e$  = bilangan natural.

b. Kehilangan akibat anchorage set

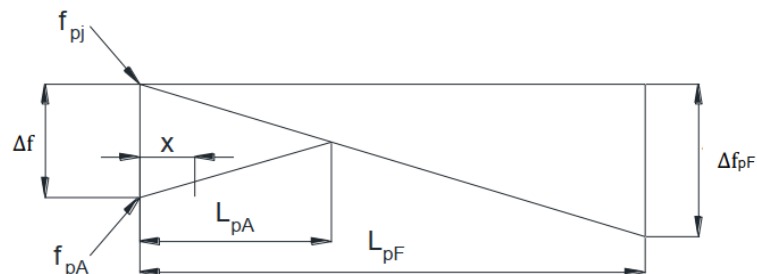
Kehilangan prategang yang disebabkan *anchorage set* dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \times \left( 1 - \frac{x}{L_{pA}} \right) \quad (3.46)$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L) \times L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} \quad (3.47)$$

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pA}}{L_{pF}} \quad (3.48)$$

Jika diletakkan dalam grafik, maka pola kehilangan prategang akibat *anchorage set* dan friksi adalah sebagai berikut:



**Gambar 3. 26 Kehilangan Prategang Akibat Anchored set dan Friksi**

c. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Kehilangan prategang,

$$\Delta f_{pES} = \frac{N_{ps} - 1}{2 \cdot N_{ps}} \cdot \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot f_{cgp} \quad (3.49)$$

Dimana ,

$N_{ps}$  = jumlah tendon.

$f_{cgp}$  = jumlah tegangan pada beton pada titik berat tendon karena gaya prategang Setelah penarikan dan berat sendiri gelagar pada daerah momen maksimum (MPa).

$E_{ps}$  = modulus elastis baja prategang (MPa).

$E_{cig}$  = modulus elastis gelagar saat transfer (MPa).

d. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

Maka, kehilangan prategang

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} \cdot E_{ps} \cdot k_{id} \quad (3.50)$$

imana ,

$k_{id}$  = koefisien penampang transformasi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja terlekat dengan penampang yang ditinjau untuk periode waktu antara transfer dan pengecoran dek.

$\varepsilon_{bid}$  = regangan susut gelagar antara waktu transfer dan pengecoran dek.

e. Kehilangan prategang akibat rangkai pada gelagar

Kehilangan prategang akibat rangkai pada rentang waktu antara transfer dan pengecoran pelat ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \Psi_{idi} \cdot k_{id} \quad (3.51)$$

Dimana,

$\Psi_{idi}$  = koefisien rangkai gelagar saat pengecoran dek karena beban transfer.

Nilai  $f_{cgp}$  ditentukan oleh gaya prategang pasca transfer dan momen-momen akibat berat sendiri balok ketika properti penampang gelagar nonkomposit saat transfer yang ditransformasi.

f. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c mengizinkan penggunaan nilai  $\Delta f_{pR1}$  sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

- g. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} \cdot E_{ps} \cdot k_{df} \quad (3.52)$$

- h. Kehilangan prategang akibat rangkai pada gelagar

Perubahan tegangan beton antara transfer hingga pengecoran pelat akibat kehilangan prategang, pengecoran pelat, dan beban mati tambahan. Dihitung dengan persamaan berikut.

$$\Delta f_{cd} = -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left( 1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g} \right) - \left( \frac{M_s \cdot e_{tf}}{I_{tf}} + \frac{M_A \cdot e_{ct}}{I_{ct}} \right) \quad (3.53)$$

Tanda (-) pada rangkai gelagar menandakan bahwa adanya prategang tambahan.

- i. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c mengizinkan penggunaan nilai  $\Delta f_{pR2}$  sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

- j. Tambahan prategang akibat penyusutan pelat

Besar gaya prategang tambahan akibat susut di pelat yaitu:

$$\Delta f_{pSS} = \left| \frac{E_{ps}}{E_{cg}} \cdot \Delta f_{cdf} \cdot k_{df} \cdot (1 + 0,7 \cdot \Psi_{tfidd}) \right| \quad (3.54)$$

Dimana,

$\Psi_{tfidd}$  adalah koefisien rangkai gelagar pada waktu final karena pembebanan setelah pengecoran dek seperti beban aspal, trotoar, dan lainnya.

- k. Perhitungan gaya prategang efektif akhir

Total kehilangan prategang

Total kehilangan seketika,

$$\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} \quad (3.55)$$

Kehilangan jangka panjang:

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} - \Delta f_{pSS} \quad (3.56)$$

Total kehilangan prategang:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (3.57)$$

Persentase kehilangan gaya prategang jangka pendek,

$$\frac{\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}}{f_{pbt}} \times 100 \quad (3.58)$$

Persentase UTS prategang efektif jangka panjang,

75% – % kehilangan gaya prategang

Kehilangan gaya prategang yaitu,

$Losses\ final = 75\% - \text{Persentase UTS prategang efektif jangka panjang}$

$Losses\ final < losses$

Perhitungan gaya prategang final efektif

$$Maxf_{pe} = 0,8 \times f_{py} \quad (3.59)$$

Tegangan prategang efektif aktual setelah kehilangan,

$$f_{pe} = 0,75 \cdot f_{pu} - \Delta f_{pT} \quad (3.60)$$

$$f_{pe} \leq Maxf_{pe} \quad (\text{Aman})$$

## 6. Kontrol Tegangan Prategang

### a. Tegangan izin

Pemeriksaan tegangan dilakukan pada pengaruh beban maksimum dan pada posisi eksentrisitas tendon maksimum. Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, tegangan izin yang di syaratkan adalah sebagai berikut.

Tegangan izin beton kondisi transfer

$$\text{Tarik,} \quad \sigma t_i = 0,25 \times \sqrt{f'_{cig}} \quad (3.61)$$

$$\text{Tekan,} \quad \sigma c_i = -0,6 \times f'_{cig} \quad (3.62)$$

Tegangan izin beton kondisi layan

$$\text{Tarik,} \quad \sigma t_{serv} = 0,5 \times \sqrt{f'_{cg}} \quad (3.63)$$

$$\text{Tekan,} \quad \sigma c_{serv} = -0,45 \times f'_{cg} \quad (3.64)$$

Tegangan izin beton kondisi layan di pelat

$$\text{Tarik,} \quad \sigma t_{serv\_s} = 0,5 \times \sqrt{f'_{cd}} \quad (3.65)$$

$$\text{Tekan,} \quad \sigma c_{serv\_s} = -0,45 \times f'_{cd} \quad (3.66)$$

b. Tegangan penampang pada saat transfer

Kondisi transfer adalah kondisi awal pemberian gaya prategang awal pada penampang. Pada kondisi ini gaya prategang yang bekerja maksimum sedangkan beban yang bekerja minimum (hanya berat sendiri gelagar).

Tegangan pada serat atas penampang,

$$f_{t_i} = -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_t} - \frac{M_{MS-G}}{S_t} \quad (3.67)$$

Tegangan pada serat bawah penampang,

$$f_{t_i} = -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_{MS-G}}{S_{tb}} \quad (3.68)$$

Dimana,

$P_{trans}$  = gaya prategang saat transfer (MPa)

$S_t$  = modulus penampang serat atas gelagar ( $\text{mm}^3$ )

$e_{mid}$  = ekstenrisitas tendon tengah bentang (mm)

c. Tegangan penampang pada masa konstruksi

Pada masa konstruksi beban yang bekerja pada gelagar berupa beban pelaksanaan seperti beban pengecoran pelat lantai, rc pelat, dan diafragma. Pada kondisi ini belum terjadi aksi komposit antara gelagar dan pelat lantai jembatan, sehingga semua beban yang bekerja dipikul oleh gelagar.

Tegangan pada serat atas penampang:

$$f_{t_{kons}} = -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_t} - \frac{M_S}{S_t} \quad (3.69)$$

Tegangan pada serat bawah penampang:

$$f_{t_{kons}} = -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_S}{S_b} \quad (3.70)$$

d. Tegangan penampang kondisi layan

Pada kondisi layan semua beban rencana sudah bekerja, pada kondisi ini sudah terbentuk aksi komposit antara gelagar dengan pelat lantai. Sehingga beban yang bekerja maksimum sedangkan gaya prategang yang bekerja minimum (sudah terjadi kehilangan prategang jangka panjang).

Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, pemeriksaan tegangan dilakukan terhadap Kombinasi Layan I untuk pengecekan tegangan tekan dan Kombinasi Layan III untuk pengecekan tegangan tarik.

Tegangan pada serat atas penampang:

$$f_{t\_serv\_I\_ps} = -\frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t} \quad (3.71)$$

$$f_{t\_serv\_I\_load} = -\frac{M_S}{S_t} - \frac{M_A}{S_{tcg}} - \frac{M_{LL}}{S_{tcg}} - \frac{(M_{AL\_EWL} + 0,3.M_{AL\_EWS})}{S_{tcg}} \quad (3.72)$$

$$f_{t\_serv\_I\_top} = f_{t\_serv\_I\_ps} + f_{t\_serv\_I\_load} \quad (3.73)$$

Tegangan pada serat bawah penampang:

$$f_{b\_serv\_III\_ps} = -\frac{P_{eff}}{A_g} - \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t} \quad (3.74)$$

$$f_{b\_serv\_III\_load} = \frac{M_S}{S_t} + \frac{M_A}{S_{bcg}} + \frac{0,8.M_{LL}}{S_{bcg}} \quad (3.75)$$

$$f_{b\_serv\_III\_bot} = f_{b\_serv\_III\_ps} + f_{b\_serv\_III\_load} \quad (3.76)$$

Dimana,

$S_{tcg}$  = modulus penampang serat atas gelagar komposit (mm<sup>3</sup>)

$S_{bcg}$  = modulus penampang serat bawah gelagar komposit (mm<sup>3</sup>)

Pada saat layan, pada pelat lantai bekerja beban akibat barrier, aspal dan beban hidup kendaraan dan angin yang dipikul oleh penampang komposit hasil transformasi. Kemudian tegangan ini diubah menjadi tegangan pada penampang komposit yang tidak ditransformasi dengan membagi tegangan yang terjadi pada penampang transformasi dengan nilai transformasi n.

Dengan demikian, perhitungan tegangan pada pelat lantai adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{E_{cg}}{E_{cd}} \quad (3.77)$$

$$f_{t-s} = -\frac{M_A}{S_{tcd} \cdot n} - \frac{M_{LL}}{S_{tcd} \cdot n} - \frac{(M_{AL\_EWL} + 0,3 \cdot M_{AL\_EWS})}{S_{tcd} \cdot n} \quad (3.78)$$

$$f_{b-s} = -\frac{M_A}{S_{bcd} \cdot n} - \frac{M_{LL}}{S_{bcd} \cdot n} \quad (3.79)$$

Dimana,

$S_{tcd}$  = modulus penampang serat atas dek komposit (mm<sup>3</sup>)

$S_{bcd}$  = modulus penampang serat bawah dek komposit (mm<sup>3</sup>)

e. Tegangan Penampang Kondisi Layan di Sambungan

Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, pada perencanaan jembatan beton pratekan segmental harus dipenuhi persyaratan untuk tidak boleh terjadi tegangan tarik di sekitar sambungan antar gelagar.

7. Kapasitas Lentur Penampang

Tahanan lentur dihitung pada kondisi momen maksimum, momen maksimum terjadi pada tengah bentang. Dalam perhitungan kekuatan lentur nominal penampang, hal yang dilakukan adalah memastikan apakah penampang berperilaku sebagai penampang persegi atau sebagai gelagar T. Untuk penampang segi empat, letak sumbu netral penampang adalah:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.80)$$

Karena pada kasus ini tidak menggunakan baja tulangan untuk tulangan tarik dan tekan, maka persamaan di atas tereduksi menjadi:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.81)$$

Dengan demikian, letak sumbu netral adalah:

$$c = \frac{A_{ps\_tot} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps\_tot} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.82)$$

Tegangan rata-rata tendon prategang,

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \quad (3.83)$$

Kapasitas lentur nominal pada tengah penampang yaitu:

$$M_n = A_{ps\_tot} \cdot f_{ps} \cdot \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (3.84)$$

Momen tahanan nominal penampang,

$$M_r = M_n \times \phi_f \quad (3.85)$$

Kapasitas lentur penampang diperiksa terhadap momen ultimit akibat kombinasi pembebanan kuat I yang dihitung sebagai berikut:

$$M_u = 1,2 \cdot (M_{MS\_G} + M_{MS\_RCP}) + 1,3 \cdot (M_{MS\_D} + M_{MS\_S}) + 2 \cdot M_A + 1,8 \cdot M_{LL} \quad (3.86)$$

Cek kapasitas lentur penampang,  $M_u \leq M_r$

Karena nilai  $M_r$  lebih besar dari  $M_u$ , maka penampang mampu memikul beban yang bekerja.

Keterangan,

$\phi_f$  = faktor reduksi.

$f_{ps}$  = tegangan rata rata baja prategang (MPa).

$a$  = tinggi tegangan blok persegi ekivalen (mm).

$d_p$  = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan prategang (mm).

$f_{pu}$  = kuat tarik putus baja prategang (MPa).

## 8. Kapasitas Geser Penampang

Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, kapasitas geser penampang dianalisis pada daerah geser maksimum. Gaya lateral maksimum terjadi di area yang dekat dengan tumpuan. Perlu diperhatikan bahwa perencanaan geser struktur balok prategang yang dibahas pada subbab ini merupakan gelagar pratekan nonsegmental dan



segmental. Namun, dalam kasus gelagar bersegmen, metode ini tidak berlaku untuk desain geser di area sambungan antar gelagar, di mana pada area antar sambungan harus dirancang dengan memperhitungkan kekuatan *shear key* yang digunakan (jika menggunakan *shear key*) atau kekuatan geser pada sambungan pin (jika menggunakan penghubung tipe pin). Perhitungan kapasitas geser dapat hitung dengan persamaan sebagai berikut.

Kontribusi gaya prategang terhadap ketahanan geser,

$$V_p = P_{ef} \cdot \frac{(y_{end} - y_{mid})}{r_{tendon}} \quad (3.87)$$

Gaya geser ultimit di tumpuan,  $V_{ucr}$

Momen kombinasi Kua I di muka geser kritis tidak boleh kurang dari:

$$M_{ucr} > (V_{ucr} - V_p) \times d_v \quad (3.88)$$

Kuat geser beton,

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cg}} \cdot b_v \cdot d_v \quad (3.89)$$

Cek apakah diperlukan tulangan geser,

$$V_{ucr} > 0,5 \times \phi_v \times (V_c + V_p) \quad (3.90)$$

Gaya geser yang ditahan baja tulangan,

$$V_{s_{req}} = \frac{V_{ucr} - V_c - V_p}{\phi_v} \quad (3.91)$$

Kekuatan geser tulangan,

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta))}{S_v} \quad (3.92)$$

Kekuatan geser nominal,

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p \quad (3.93)$$

$$V_{n2} = 0,25 \cdot f'_{cg} \cdot b_v \cdot d_v + V_p \quad (3.94)$$

Kekuatan geser diambil yang lebih kecil.

$$\text{Cek kapasitas geser} = \phi_v \cdot V_n \geq V_{ucr} \quad (3.95)$$

$$\text{Tegangan geser di beton } v_u = \frac{|V_{ucr} - \phi_v \cdot V_p|}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} \quad (3.96)$$

$$\text{Cek kapasitas geser } v_u < 0,125 \cdot f'_{cg} \quad (3.97)$$

Jika  $v_u < 0,125 \cdot f'_{cg}$ , maka syarat jarak maksimum:

$$S_{\max} = 0,8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (3.98)$$

Cek spasi digunakan terhadap spasi maksimum,

$$S_v \leq S_{\max}$$

Keterangan,

$d_v$  = kedalaman geser efektif (mm)

$b_v$  = lebar efektif (*web*) badan gelagar (mm)

$\phi_v$  = faktor reduksi geser

$V_p$  = tahanan geser oleh gaya paretgeng (kN)

$P_{ef}$  = gaya prategang efektif (kN)

$r_{tendon}$  = panjang tendon di setengah bentang

$y_{end}$  = titik berat tendon ditumpuan (mm)

$y_{mid}$  = titik berat tendon ditengah bentang (mm)

## 9. Desain Tulangan *Shear Connector*

Desain *shear connector* berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021. Adapun perhitungan tulangan *shear connector* dapat uraikan sebagai berikut.

Ketahanan geser antar muka,

$$\phi V_{ni} = \phi_v \cdot [c_i \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)] \quad (3.99)$$

Cek kapasitas geser,

$$V_{ui} \leq \phi V_{ni}$$

Keterangan,

$A_{cv}$  = luas bidang geser (mm<sup>2</sup>)

$c_i$  = faktor kohesi (MPa)

$f_y$  = mutu baja (MPa)

$A_{vf}$  = luas tulangan digunakan ( $\text{mm}^2$ )

#### 10. Kontrol Defleksi Balok Prategang

Defleksi pada balok prategang yang dapat diprediksi berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 adalah defleksi akibat gaya prategang dan beban hidup namun tidak untuk defleksi jangka panjang. Adapun perhitungan defleksi balok prategang dapat uraikan sebagai berikut.

##### a. Defleksi akibat prategang pada saat transfer

Deformasi akibat prategang,

$$\Delta_p = \frac{P_{transfer}}{E_{cig} \cdot I_g} \cdot \left[ \frac{e_{mid} \cdot L_b^2}{8} - \frac{(e_{end} - e_{mid}) \cdot \left(\frac{L_b}{2}\right)^2}{6} \right] \quad (3.100)$$

##### b. Defleksi akibat berat sendiri gelagar saat transfer

Deformasi akibat beban gelagar,

$$\Delta_g = \frac{5 \cdot W_g \cdot L_b^4}{384 \cdot E_{cig} \cdot I_g} \quad (3.101)$$

##### c. Defleksi akibat berat pelat, RC plate, dan diafragma

$$\Delta_{Dnc} = \frac{5 \cdot W_{Dnc} \cdot L_b^4}{384 \cdot E_{cig} \cdot I_g} \quad (3.102)$$

##### d. Defleksi akibat berat mati tambahan

Deformasi akibat beban mati saat komposit,

$$\Delta_{Dc} = \frac{5 \cdot W_{Dnc} \cdot L_b^4}{384 \cdot E_{cig} \cdot I_g} \quad (3.103)$$

##### e. Resume camber

Camber setelah transfer,

$$\Delta_{aftr\_transfer} = \Delta_p - \Delta_g \quad (3.104)$$

Total defleksi saat konstruksi,

$$\Delta_{constr} = \Delta_p \cdot f_c - \Delta_g \cdot f_d \quad (3.105)$$

## f. Defleksi akibat beban hidup kendaraan

Deformasi akibat beban BTR penampang komposit,

$$\Delta_{BTR} = \frac{5.W_{BTR}.L_b^4}{384.E_{cg}.I_{cg}} \quad (3.106)$$

Deformasi akibat beban BGT penampang komposit,

$$\Delta_{BGT} = \frac{W_{BGT}.L_b^3}{48.E_{cg}.I_{cg}} \quad (3.107)$$

$$\text{Total deformasi beban hidup, } \Delta_{LL} = \Delta_{BTR} + \Delta_{BGT} \quad (3.108)$$

Syarat batas defleksi akibat beban lalu lintas,

$$\Delta_{LL\_allow} = \frac{L_b}{800} \quad (3.109)$$

Cek terhadap syarat,

$$\Delta_{LL} \leq \Delta_{LL\_allow}$$

Keterangan,

$L_b$  = panjang bentang (mm)

$P_{transfer}$  = gaya prategang saat transfer

$E_{cg}$  = modulus elastis gelagar saat transfer

$e_{mid}$  = eksentrisitas tendon di tengah bentang

$e_{end}$  = eksentrisitas tendon di tumpuan

$I_g$  = inersia gelagar saat transfer

$I_{cg}$  = inersia gelagar saat Komposit

## 11. Desain Tulangan *Bursting*

Desain tulangan *bursting* berdasarkan pada RSNI-T-12-2004. Pemusatan tegangan tekan yang besar dalam arah longitudinal terjadi dipenampang pada segmen kecil di muka ujung balok, baik pada balok pratarik maupun paska tarik yang dikibatkan oleh gaya prategang yang besar. Pada balok pratarik, transfer beban terpusat dari gaya prategang ke beton disekitarnya terjadi secara berangsur di seluruh panjang dari muka penampang tumpuan sampai pada saat menjadi seragam. Namun, pada balok paskatarik transefer dan distribusi beban secara berangsur tidak

mungkin terjadi karena gayanya bekerja secara langsung dimuka ujung balok melalui plat tumpu dan angkur. Adanya transisi secara tidak gradual pada tegangan tekan longitudinal dari yang terpusat ke bentuk yang terdistribusi linier, menimbulkan tegangan tarik transversal besar di arah vertikal (transversal). Retak longitudinal juga terjadi di daerah angker. Apabila tegangan tersebut melebihi modulus retak beton, maka blok ujung akan terbelah (retak) secara longitudinal, kecuali apabila penulangan vertikal digunakan.

Lokasi tegangan beton dan retaknya, serta retak spalling atau bursting bergantung pada lokasi dan distribusi gaya terpusat horisontal yang diberikan oleh tendon prategang ke plat tumpu ujung. Peningkatan luas penampang pada ujung gelagar tidak berkontribusi dalam mencegah retak spalling atau bursting, dan tidak mempunyai pengaruh pada pengurangan tarik transversal di beton. Dengan demikian, perkuatan pengangkuran sangat dibutuhkan di daerah transfer beban dalam bentuk tulangan sengkang dan penulangan longitudinal nonprategang. Dalam hal balok pascatarik, perkuatan vertikal perlu diadakan untuk mengekang di dekat muka ujung di belakang plat tumpu (tulangan *brusting*). Adapun perhitungan desain tulangan *bursting* balok prategang dapat uraikan sebagai berikut.

$$\text{Rasio perbandingan lebar plat angkur} \quad r_a = a_1/a \quad (3.110)$$

untuk sengkang arah vertikal,

$$\text{Rasio perbandingan lebar plat angkur} \quad r_b = b_1/b \quad (3.111)$$

untuk sengkang arah horizontal,

$$\text{Bursting force untuk sengkang} \quad P_{bta} = 0,3.(1-r_a).P_j \quad (3.112)$$

arah vertikal,

$$\text{Bursting force untuk sengkang} \quad P_{btb} = 0,3.(1-r_b).P_j \quad (3.113)$$

arah horizontal,

$$\text{Luas tulangan sengkang arah} \quad A_{ra} = \frac{P_{bta}}{0,85.f_s} \quad (3.114)$$

vertikal yang diperlukan,

$$\text{Luas tulangan sengkang arah} \quad A_{rb} = \frac{P_{btb}}{0,85 \cdot f_s} \quad (3.115)$$

horizontal yang diperlukan,

$$\text{Tegangan leleh baja sengkang,} \quad f_y = 420000 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan ijin baja sengkang,} \quad f_s = 0,578 \cdot f_y \quad (3.116)$$

Digunakan Sengkang tertutup, 2D13 mm

$$\text{Luas penampang sengkang,} \quad A_s = \text{Jumlah kaki} \times \pi / 4 \times D^2 \quad (3.117)$$

$$\text{Jumlah sengkang arah vertikal} \quad n_a = \frac{A_{ra}}{A_s} \quad (3.118)$$

yang diperlukan,

$$\text{Jumlah sengkang arah horizontal} \quad n_b = \frac{A_{rb}}{A_s} \quad (3.119)$$

yang diperlukan,

Dimana,

$P_j$  = gaya prategang saat jacking

$a$  = tinggi penampang pelat angkur

$b$  = lebar penampang pelat angkur

### 3.14.2 Struktur Bawah Jembatan

#### 1. *Abutment*

Desain kepala jembatan harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Seperti yang telah dijelaskan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding *abutment* dengan arah horizontal apabila dinding *abutment* 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.

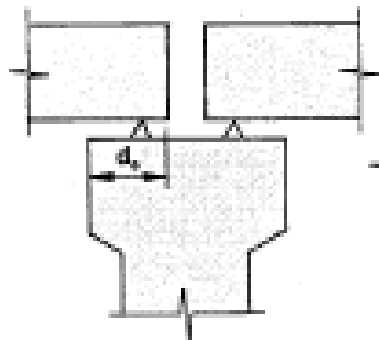
Terdapat tanah dibagian belakang *abutment* yang harus diperhitungkan sebagai beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah,

besarnya 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.

Untuk desain awal bentuk dan dimensi dasar/ kepala jembatan menggunakan referensi *BMS BDM 1992 3.1.2 (vol. 1)* yaitu dasar dinding penahan karena timbunan ditahan dalam batas – batas dasarnya oleh dinding penahan tanah yang ditopang oleh pondasi.

## 2. Pilar

Kepala pilar harus dirancang untuk menahan beban-beban yang bekerja yaitu beban mati, beban hidup akibat lalu lintas, beban pelaksanaan, beban angin pada struktur atas, pengaruh suhu dan susut, serta beban gempa. Untuk pilar jembatan bangunan atas yang tidak dirancang sebagai satu kesatuan atau menerus, peraturan mensyaratkan jarak lebih minimum antara ujung balok dan tepi bantalan harus disediakan seperti yang ditunjukkan seperti Gambar 3.22 berikut. (*BMS BDM 1992 4.2.6 (Vol 1)*)



**Gambar 3. 27 Jarak Minimum Ujung Girder Dengan Tumpuan**

(Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 1992)

$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S < 100 \text{ m} \quad (3.120)$$

$$d_0 = 0,8 + 0,004 S ; \text{ untuk } S > 100 \text{ m} \quad (3.121)$$

Keterangan :

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

$S$  = Panjang bentang ( m )

## 3. Pondasi Tiang

Menurut Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan vol. 3, kegunaan utama pondasi tiang adalah menyalurkan beban ke lapisan tanah yang lebih dalam yang dapat mendukung beban kerja dengan faktor keamanan yang memadai, sehingga tidak terjadi keruntuhan dan tanpa menimbulkan penurunan yang mengurangi fungsi struktur yang dipikulnya.

Perancangan fondasi tiang harus memenuhi 3 kondisi berikut.

- a. Faktor keamanan terhadap keruntuhan, baik untuk tiang maupun untuk tanah pendukungnya,
- b. Penurunan total dan beda penurunan dari fondasi akibat beban kerja,
- c. Keamanan dan stabilitas dari bangunan di sekitarnya.

Metode yang digunakan dalam perencanaan pondasi tiang pancang adalah metode analisis statik. Metode analisis statik diklasifikasikan sebagai metode analisis yang menggunakan sifat kompresibilitas dan kekuatan tanah untuk menentukan efisiensi dan kapasitas tiang. Kapasitas tiang statik dihasilkan dari penjumlahan tahanan tanah atau batuan di sepanjang sisi tiang dan pada ujung tiang yang dapat digunakan data sebagai berikut.

- a. Data uji laboratorium untuk menentukan parameter kuat geser tanah dan batuan di sekitar tiang,
- b. Data uji in-situ (Cone Penetration Test atau CPT atau sondir) dan uji penetrasi standar (Standard Penetration Test atau SPT data),

Jika pengujian laboratorium tidak dilakukan dan data yang ada hanya data N SPT maka untuk memperkirakan nilai parameter tanah mengacu Bowless, 1977.

- a. Daya dukung tiang

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} = \frac{R_t + R_s}{FK} \quad (3.122)$$

Keterangan :



- $Q_a$  = Daya dukung tiang (kN)  
 $Q_u$  = Kapasitas ultimit tiang (kN)  
 $R_s$  = Tahanan gesek ultimit (kN)  
 $R_t$  = Tahanan ujung ultimit (kN)  
 FK = Faktor aman diambil 2-4.

Dimana,

1) Tahanan ujung

$$q_t = \frac{40\bar{N}_B D_B}{b} \leq 400\bar{N}_B \quad (3.123)$$

$$R_t = q_t A_t \quad (3.124)$$

Keterangan

- $b$  = lebar tiang atau diameter tiang (m)  
 $D_B$  = kedalaman penanaman tiang pada lapisan pendukung (m)  
 $\bar{N}_B$  = nilai N'-SPT koreksi rata-rata dari lapisan pendukung  
 $A_t$  = Luas penampang tiang (m<sup>2</sup>)

2) Tahanan gesek

$$q_s = 2\bar{N}_B \leq 100kPa \quad (3.125)$$

$$R_s = q_s A_s \quad (3.126)$$

Keterangan :

- $\bar{N}_B$  = nilai N'-SPT koreksi rata-rata dari lapisan pendukung  
 $A_s$  = Luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

b. Kapasitas kelompok tiang

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

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{D}{k}\right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \quad (3.127)$$

Keterangan :

- $\eta$  = 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)

Kapasitas kelompok tiang ultimit untuk tiang pancang pada tanah nonkohesif yang tidak didasari oleh lapisan lunak dapat diambil sebagai jumlah dari kapasitas ultimit tiang tunggal. Sehingga persamaan untuk kapasitas kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$Q_{ag} = \frac{Q_{ug}}{FK} = \frac{Q_u \cdot n \cdot \eta}{FK} \quad (3.128)$$

Keterangan :

$Q_{ag}$  = Daya dukung kelompok tiang (kN)

$Q_{ug}$  = Kapasitas kelompok tiang (kN)

$FK$  = Faktor aman diambil 2-4.

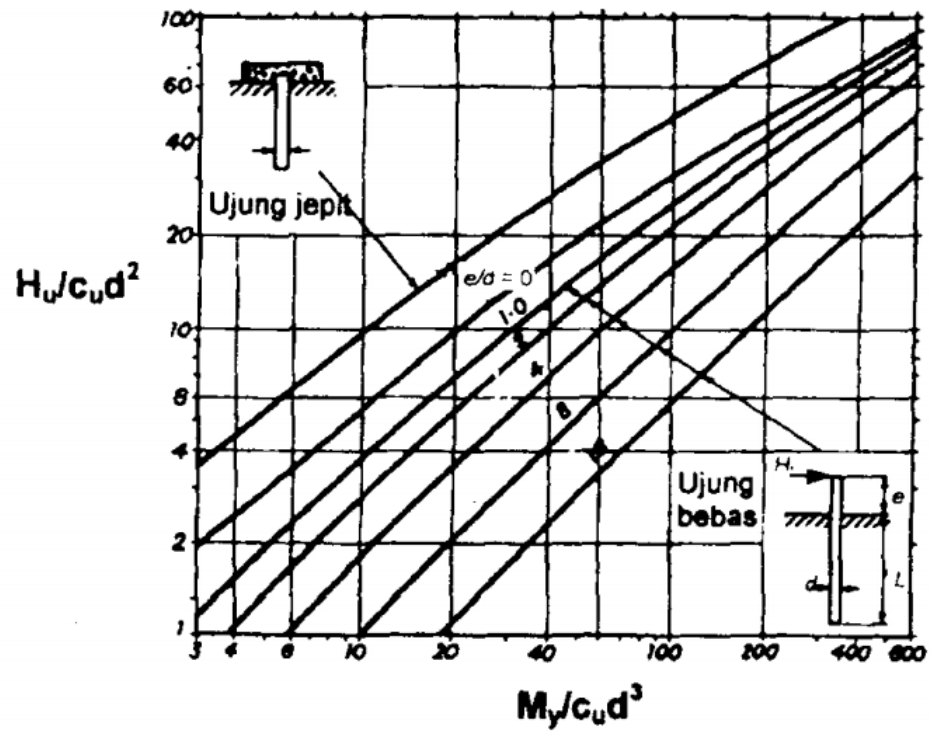
c. Kontrol kekuatan lateral tiang pancang

Kemampuan tambahan tiang dalam menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar  $d$ . Dalam analisis, kondisi kepala tiang dibedakan menjadi kondisi kepala tiang bebas (*free head*), dan kepala tiang terjepit (*fixed head atau restrained*). Dalam penelitian ini akan menggunakan Metode Broms (1964).

Broms (1964) mengusulkan cara pendekatan sederhana untuk mengestimasi distribusi tekanan tanah yang menahan tiang dalam lempung. Yaitu, tahanan tanah dianggap sama dengan nol di permukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang ( $1,5d$ ) dan konstan sebesar  $9c$ , untuk kedalaman yang lebih besar dari  $1,5d$  tersebut. Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh pelat penutup tiang (*pile cap*).

Adapun cara lain untuk menentukan nilai beban lateral ( $H_u$ ) adalah bila nilai  $c_u$  dan nilai momen ultimit telah diketahui adalah menggunakan

grafik hubungan  $\frac{M_u}{C_u \times D^3}$  dan nilai  $\frac{H_u}{C_u \times D^2}$  pada gambar berikut.



**Gambar 3. 28 Kapasitas Beban Lateral Untuk Fondasi Tiang Panjang Pada Tanah Kohesif (Broms,1964)**

Dari nilai  $\frac{M_u}{C_u \times D^3}$  ditarik garis yang menyinggung ke garis  $e/d$  (untuk tiang ujung bebas dan garis paling atas  $e/d$  untuk tiang jepit). Di titik singgung kita tarik garis horizontal untuk menentukan  $\frac{H_u}{C_u \times D^2}$ . Dari persamaan tersebut kita dapat menentukan nilai daya dukungnya. Untuk nilai  $C_u$  yang tidak diketahui, dapat ditentukan dengan menggunakan tabel berikut.

**Tabel 3. 22 Variasi korelasi N-SPT dengan  $C_u$  tanah lempung  
(Terzaghi dan Peck, 1967)**

Konsistensi	$N$	$c_u$ ( $kN/m^2$ )
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\frac{Mu}{Cu \times D^3} \quad (3.129)$$

$$\frac{Hu}{Cu \times D^2} \quad (3.130)$$

Keterangan :

$Mu$  = Momen ultimit (kNm)

$Hu$  = Beban lateral (kN)

$D$  = Diameter tiang pancang (m)

$Cu$  = Kohesi tanah ( $kN/m^2$ )

#### 4. Pile cap

Pile cap merupakan bagian dari struktur yang menghubungkan superstruktur dan substruktur jembatan. Gaya-gaya yang bekerja pada superstruktur ditransfer ke *abutment* dan pilar, kemudian gaya-gaya ini ditransfer ke pondasi tiang melalui pile cap. Untuk beban yang bekerja dalam bentuk beban eksternal terpusat,  $Q$  dan momen-momen di titik berat grup, beban yang dipikul oleh setiap tiang dapat ditentukan dengan membaginya secara merata diantara setiap tiang yang sebanding dengan jaraknya.

### 3.15 Perancangan Penulangan Jembatan

#### 3.15.1 Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur disesuaikan dengan menggunakan SNI 2847 – 2019 “Tata cara perhitungan struktur beton ” sebagai berikut.

Menghitung nilai momen nominal,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (3.131)$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$d = h - sb - db - 0,5dp \quad (3.132)$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} \quad (3.133)$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \quad (3.134)$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.135)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.136)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \quad (3.137)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \quad (3.138)$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$As_{\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \quad (3.139)$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{As_{\text{perlu}}} \quad (3.140)$$

$$S < 450 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s_{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \quad (3.141)$$

$$A_{s_{terpasang}} > A_{s_{perlu}}$$

Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'_{perlu}} = 50\% \times A_{s_{terpasang}} \quad (3.142)$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$S' = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_{s'_{perlu}}} \quad (3.143)$$

Kontrol,

$$A_{s'_{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \quad (3.144)$$

$$A_{s'_{terpasang}} > A_{s'_{perlu}}$$

Keterangan :

Mu = Momen Ultimit ( kN.m )

Mn = Momen Nominal ( kN.m )

$\rho b$  = Rasio tulangan balance

Rn = Tahanan momen nominal

$\rho$  = Rasio tulangan yang diperlukan

$\rho_{max}$  = Rasio tulangan maksimum

$\rho_{min}$  = Rasio tulangan minimum

As = Luas penampang yang dibutuhkan ( mm<sup>2</sup> )

b = Lebar penampang ( mm )

d = Selimut beton ( mm )

fy = Tegangan leleh baja ( MPa )

fc' = Kuat tekan beton ( MPa )

### 3.15.2 Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser disesuaikan dengan menggunakan SNI 2847 – 2019 “Tata cara perhitungan struktur beton” sebagai berikut.

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (3.145)$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c \quad (3.146)$$

$$\phi V_c > V_u$$

Jarak tulangan geser minimum,

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) jarak antara sengkang diambil nilai terkecil dari,

1.  $0,5h$
2. 300 mm

Apabila,

$$V_u \leq \phi \times V_n \quad (3.147)$$

Maka,

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.148)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.149)$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{b_w \times d}{3} \quad (3.150)$$

Keterangan :

$V_u$  = Beban geser ultimit ( kN )

$V_n$  = Beban geser nominal ( kN )

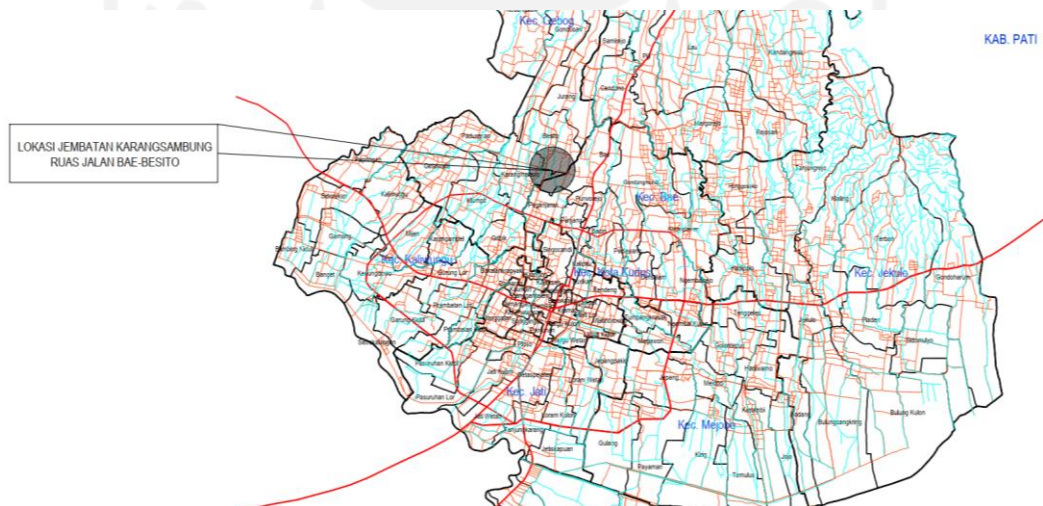
$V_c$  = Kuat geser beton ( kN )

$V_s$  = Kuat geser tulangan ( kN )

## BAB IV METODELOGI

### 4.1 Objek Perencanaan

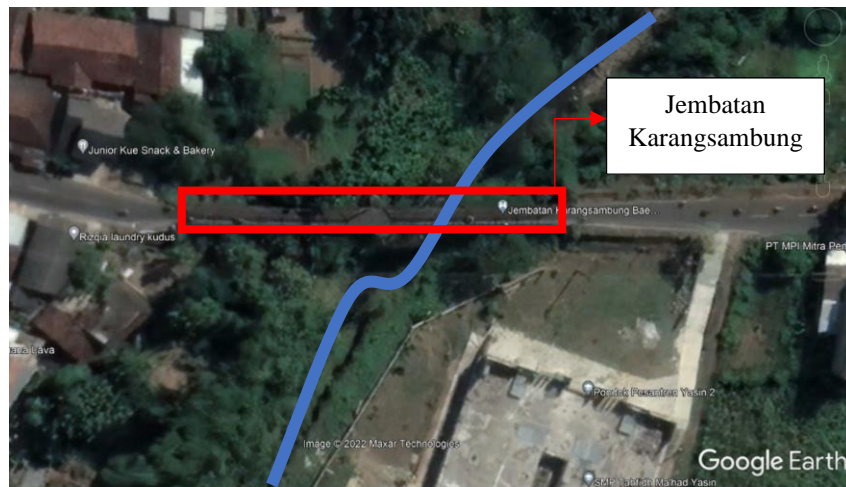
Jembatan Karangsambung terletak pada kecamatan Bae, kabupaten Kudus, Jawa Tengah. Jembatan ini melayani jalan Bae-Besito yang memiliki 2 jalur. Jembatan ini menjadi akses penting bagi warga desa besito untuk menunjang aktivitas masyarakat. Misalnya bersekolah, sekolah lebih banyak berada pada desa Bae. Adapun lokasi jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



**Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Karangsambung**

(Sumber : Bina Marga Kabupaten Kudus, 2016)





**Gambar 4.2 Posisi Jembatan Karangsambung**

(Sumber : Google Earth, 2022)

#### 4.2 Data Jembatan

Dalam merencanakan jembatan hal utama yang dibutuhkan adalah data teknis jembatan berupa DED jembatan eksisting maupun data tanah. Data secara umum dibedakan menjadi dua, yaitu data primer dan data sekunder. Pada tugas akhir ini digunakan data sebagai berikut.

##### 1. Data Primer

Data primer merupakan data utama yang didapatkan secara langsung dan umumnya bersifat spesifik karena disesuaikan dengan kebutuhan peneliti. Pada tugas akhir ini data primer yang digunakan hanya berupa foto jembatan dan pengamatan langsung terkait lebar jembatan.

##### 2. Data Sekunder

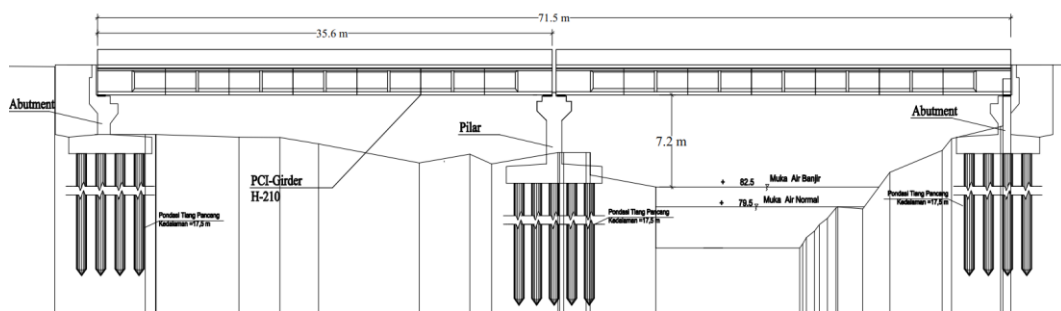
Data sekunder adalah berbagai informasi yang telah ada sebelumnya dan dikumpulkan peneliti untuk melengkapi kebutuhan penelitian. Pada tugas akhir ini digunakan data sekunder berupa data *Detail Engineering Design* (DED) dari eksisting jembatan Karangsambung dan data uji SPT, yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum dan Penataan Ruang (PUPR) Kabupaten Kudus. Selain data tersebut, juga digunakan data dimensi serta spesifikasi girder dan tiang pancang dari brosur WIKA Beton.

### 4.3 Penentuan Rencana Jembatan

Dalam merencanakan jembatan hal utama yang perlu dilakukan ialah menentukan konsep jembatan. Secara umum penentuan konsep jembatan berdasarkan beberapa kategori. Kategori untuk pemilihan alternatif jembatan dapat dijelaskan sebagai berikut.

#### 4.3.1 Bentang Jembatan

Penentuan bentang jembatan berkaitan dengan kondisi eksisting di lapangan, misalnya sungai, lembah, jalan raya, dan lain-lain. Pada penelitian kali ini akan dilakukan perubahan bentang dari 68 m menjadi 71,5 m seperti gambar rencana yang dapat dilihat pada Gambar 4.3 berikut.



**Gambar 4. 3 Rencana Desain MemanjangJ embatan Karangsembung**

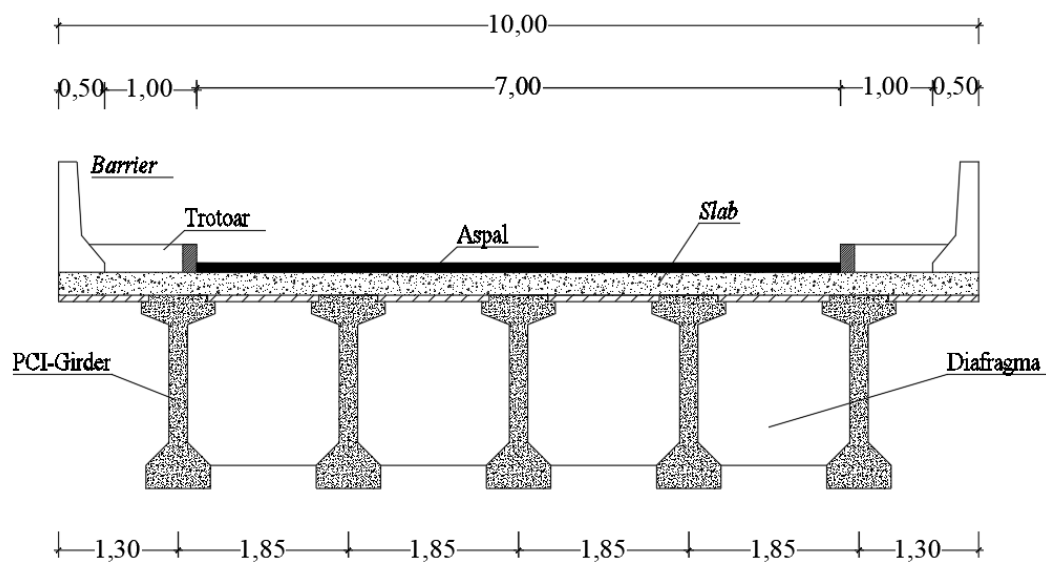
Berdasarkan gambar tersebut bentang keseluruhan adalah 71,5 m yang terbagi menjadi dua bentang 35,6 m. Bentang ini akan ekonomis untuk menggunakan PCI-Girder.

#### 4.3.2 Lebar Jembatan

Lebar jembatan merupakan lebar yang diukur tegak lurus terhadap sumbu jalan antar dasar kreb. Jika tidak ada kerb, lebar adalah jarak terkecil yang diukur antara muka pembatas jembatan. Lebar jembatan harus ditentukan sesuai dengan persyaratan lebar jalan yang akan dibangun jembatan tersebut.

Pada jembatan Karangsembung saat ini memiliki lebar jembatan yang kecil untuk melayani jalan Bae-Besito yang termasuk kedalam kelas jalan kabupaten. Berdasarkan pertimbangan tersebut, penelitian ini akan menggunakan lebar

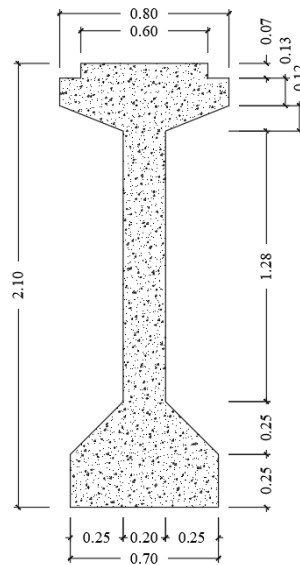
minimum disyaratkan untuk jembatan dengan lalu lintas 2 jalur adalah 7 meter sesuai dengan kelas jalan yang mengacu pada Peraturan Pemerintah No.34 tahun 2006. Di kedua sisi jalur lalu lintas harus disediakan jalur trotoar sebagai fasilitas bagi pejalan kaki dan petugas pemeliharaan dengan lebar paling sedikit 1 m sesuai Bina Marga (SE DBM 21 Maret 2008). Adapun gambar rencana melintang yang akan didesain pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.4 berikut.



**Gambar 4. 4 Rencana Desain Melintang Jembatan Karangsembung**

#### 4.3.3 Penampang Girder PCI Rencana

Penampang girder pada tugas akhir ini menggunakan produk dari WIKA Beton dengan mutu beton 50 Mpa. Untuk bentang 35 m pada katalog WIKA Beton terdapat dua jenis penampang girder I yang dapat digunakan yaitu H-175 dan H-210. Namun pada tugas akhir ini digunakan tipe H-210 dengan pertimbangan dari segi ekonomis baik dari jumlah girder maupun jumlah kawat prategang yang digunakan. Adapun detail dimensi penampang dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



**Gambar 4. 5 Penampang PCI Girder WIKA Beton H-210**

#### 4.4 Metode Perencanaan

Metodelogi perencanaan merupakan urutan kerja suatu perhitungan perancangan guna mendapatkan hasil perencanaan jembatan. Adapun metode perancangan dalam tugas akhir dapat diuraikan metodelogi perancangan jembatan yang akan dilakukan sebagai berikut.

##### 1. Studi Literatur

Dalam modifikasi perencanaan Jembatan Karangsembung, literatur yang digunakan adalah sebagai berikut.

- a. SNI 2847:2013 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung)
- b. Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021
- c. RSNI T - 12 - 2004 ( Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan)
- d. SNI 1725:2016 ( Standart Pembebanan untuk Jembatan)
- e. BMS ( *Bridge Management System* ) 1992
- f. SNI 2833:2016 ( Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa )

##### 2. Pengumpulan Data

- a. Data Gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa jembatan Karangsembung merupakan jembatan rangka baja yang terdiri atas 2 bentang dengan panjang total 68 m. Jembatan ini nantinya akan dimodifikasi dengan menggunakan balok girder I beton pratekan dengan panjang total bentang 71,5 m yang dibagi menjadi 2 bentang yaitu masing-masing 35,6 m. Pada bangunan bawah jembatan Karangsembung terdiri atas dua buah *abutment* yang berada pada masing – masing pangkal jembatan dan satu buah pilar jembatan di tengah bentang.

b. Data Penyelidikan Tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan data tanah yang berupa hasil tes SPT dikedua titik *abutment*.

3. Analisis Perancangan Jembatan

a. Preliminary Desain

Desain pendahuluan yang perlu ditentukan dalam perencanaan jembatan ialah perencanaan dan penentuan dimensi, meliputi.

- 1) Penentuan Tipe dan faktor kepentingan Jembatan
- 2) Layout Rencana Modifikasi
- 3) Penyesuaian Beban Angin dan Gempa Sesuai Letak Geografis Jembatan

b. Perancangan 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:

1) Perencanaan Pelat Jembatan

Perencanaan dimulai dari penentuan dimensi pelat jembatan yang selanjutnya dilanjutkan dengan analisis pembebanan yang bekerja. Setelah momen akibat beban didapatkan, diteruskan dengan mendesain tulangan pelat jembatan dan dilakukan kontrol desain penulangan.

2) Perencanaan Gelagar

Perencanaan dimulai dari penentuan dimensi penampang gelagar prategangan (tinggi profil girder lebar sayap dll), kemudian desain gaya prategang perlu dan penentuan jumlah serta letak tendon, dilanjutkan

dengan analisis *Loss of pretension*, kontrol tegangan serat terluar, kapasitas lentur, desain tulangan longitudinal, kontrol kapasitas geser, desain tulangan geser, desain *shear connector* dan tulangan geser untuk *bursting force*, serta diakhiri kontrol desain.

c. Perancangan Bangunan Bawah

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

1) Perencanaan *Abutment* Jembatan

Perencanaan dimulai dari penentuan tipe dan dimensi *abutment* yang selanjutnya dilakukan analisis pembebanan yang bekerja. Setelah momen akibat beban didapatkan, diteruskan dengan mendesain tulangan *abutment* jembatan dan dilakukan kontrol desain penulangan.

2) Perencanaan Pilar Jembatan

Perencanaan dimulai dari penentuan tipe dan dimensi pilar yang selanjutnya dilakukan analisis pembebanan yang bekerja. Setelah momen akibat beban didapatkan, dilanjutkan dengan mendesain tulangan pilar jembatan dan dilakukan kontrol desain penulangan.

3) Perencanaan Pondasi Jembatan

Perencanaan dimulai dari penentuan dimensi pondasi tiang yang selanjutnya dilanjutkan dengan analisis kapasitas tiang individu. Setelah itu, di tentukan kebutuhan pondasi tiang dan dilanjutkan dengan analisis kapasitas tiang dalam grup dan kapasitas lateral pondasi tiang pancang. Apabila pondasi tiang pancang telah sesuai, maka dilakukan desain penulangan *pile cap*.

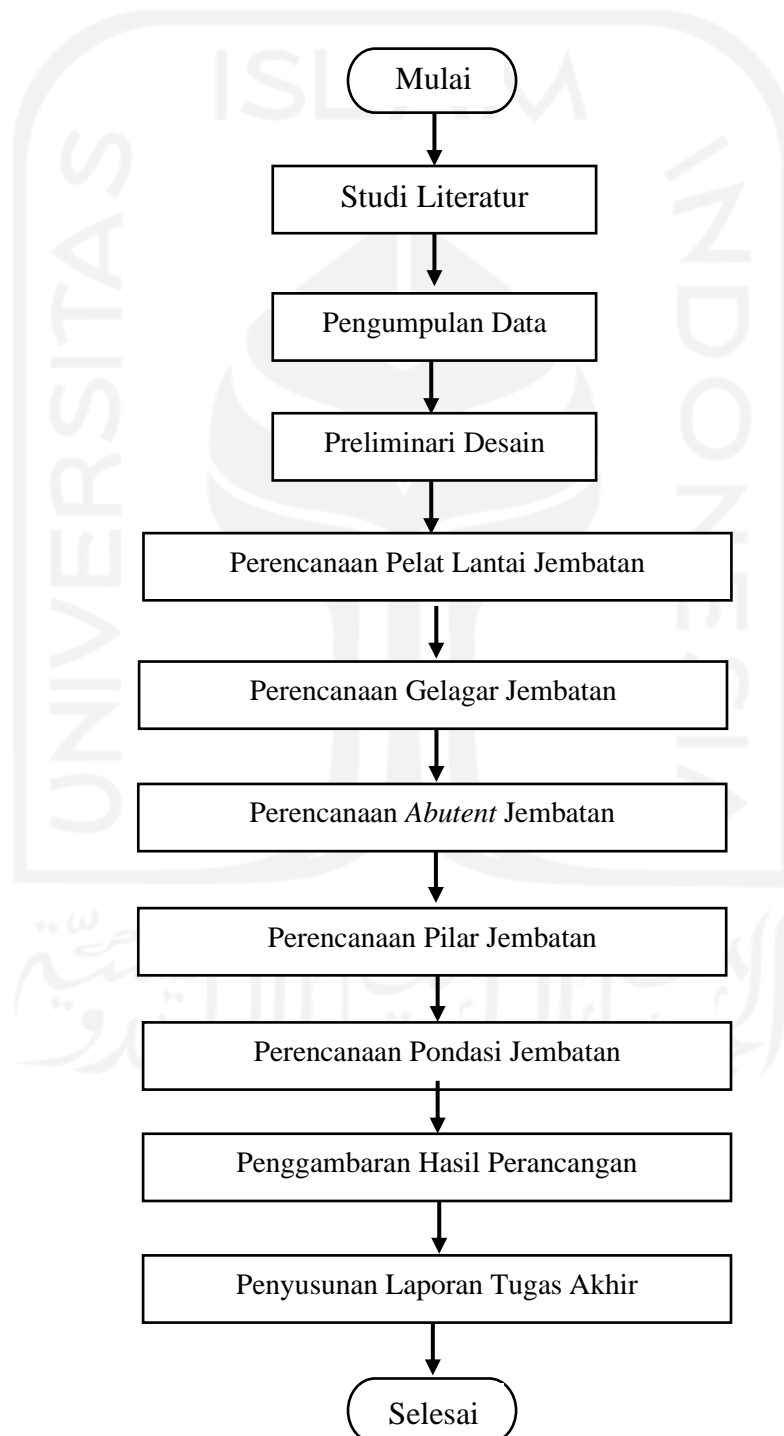
4. Penggambaran

Pada modifikasi perencanaan Jembatan Karangsambung ini akan dilengkapi dengan penggambaran sesuai dengan perhitungan dan perencanaan, meliputi:

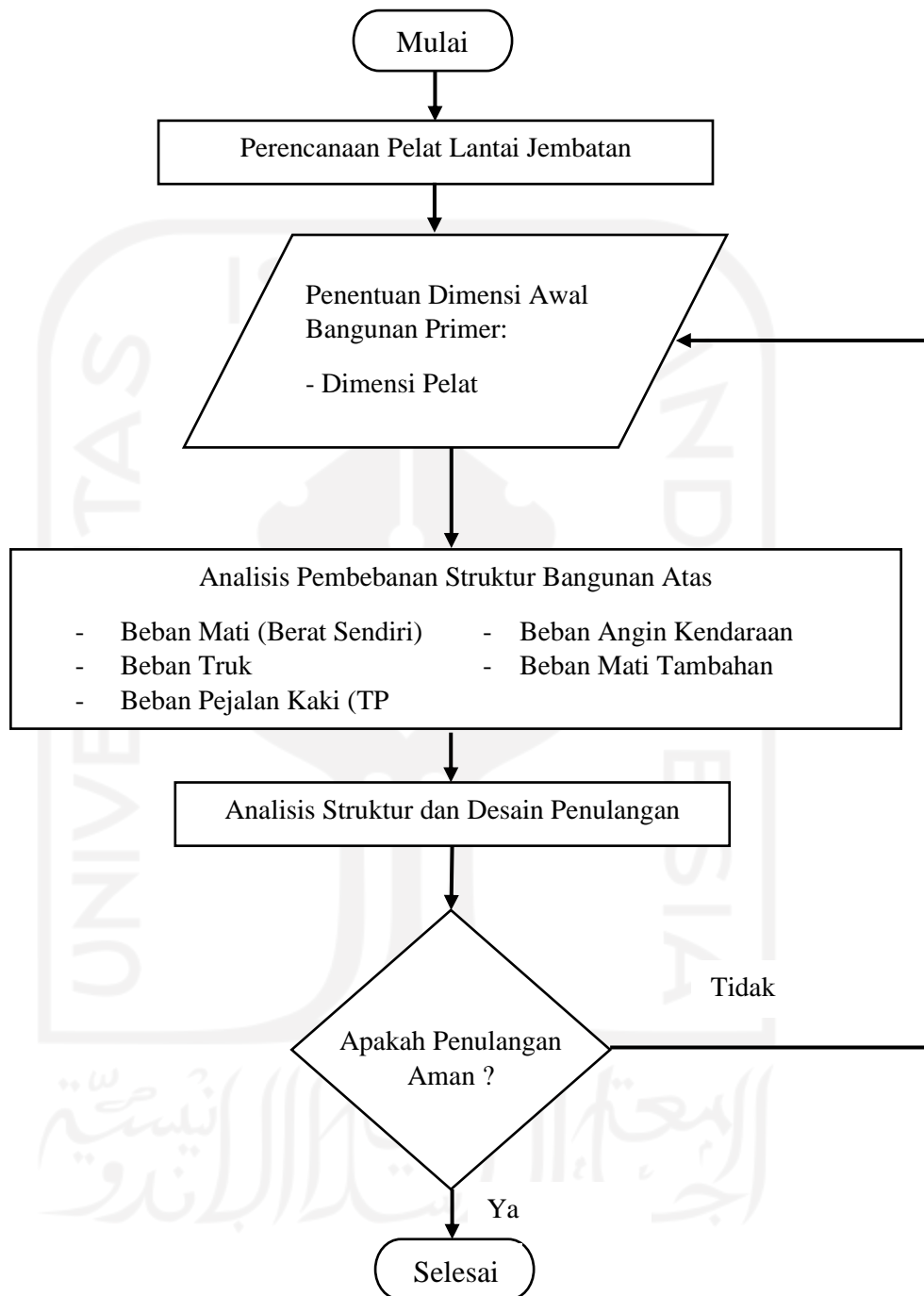
- a. Gambar denah dan layout jembatan
- b. Gambar tampak jembatan
- c. Gambar potongan jembatan
- d. Gambar detail penulangan

## 5. Penyusunan Laporan

Dalam tugas akhir ini perhitungan dan perencanaan jembatan Karangsembung akan disusun menjadi sebuah laporan yang sistematis dan terperinci. Serta disusun menjadi tugas akhir yang berjudul “Perancangan Ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) Dengan PCI-Girder”.

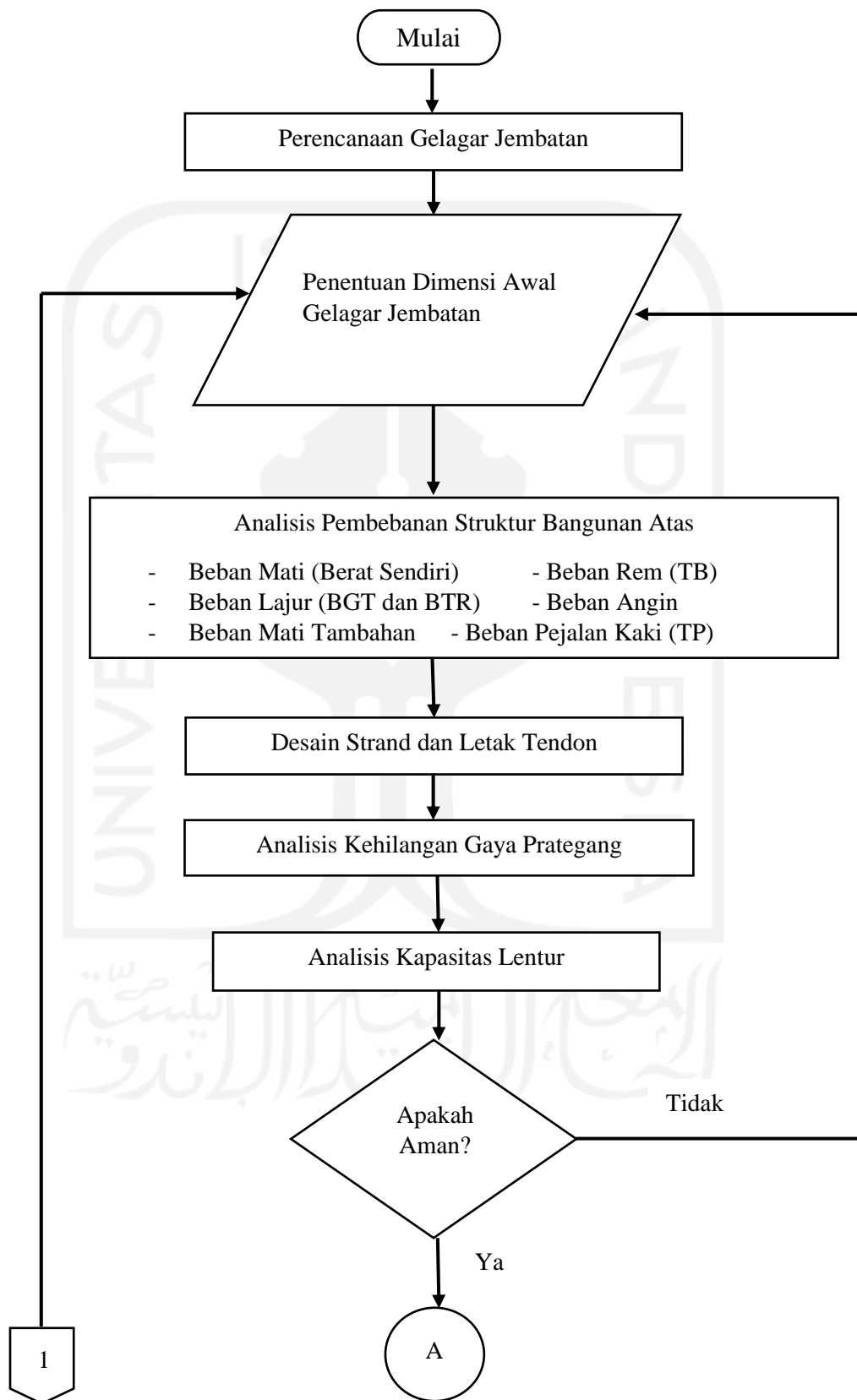


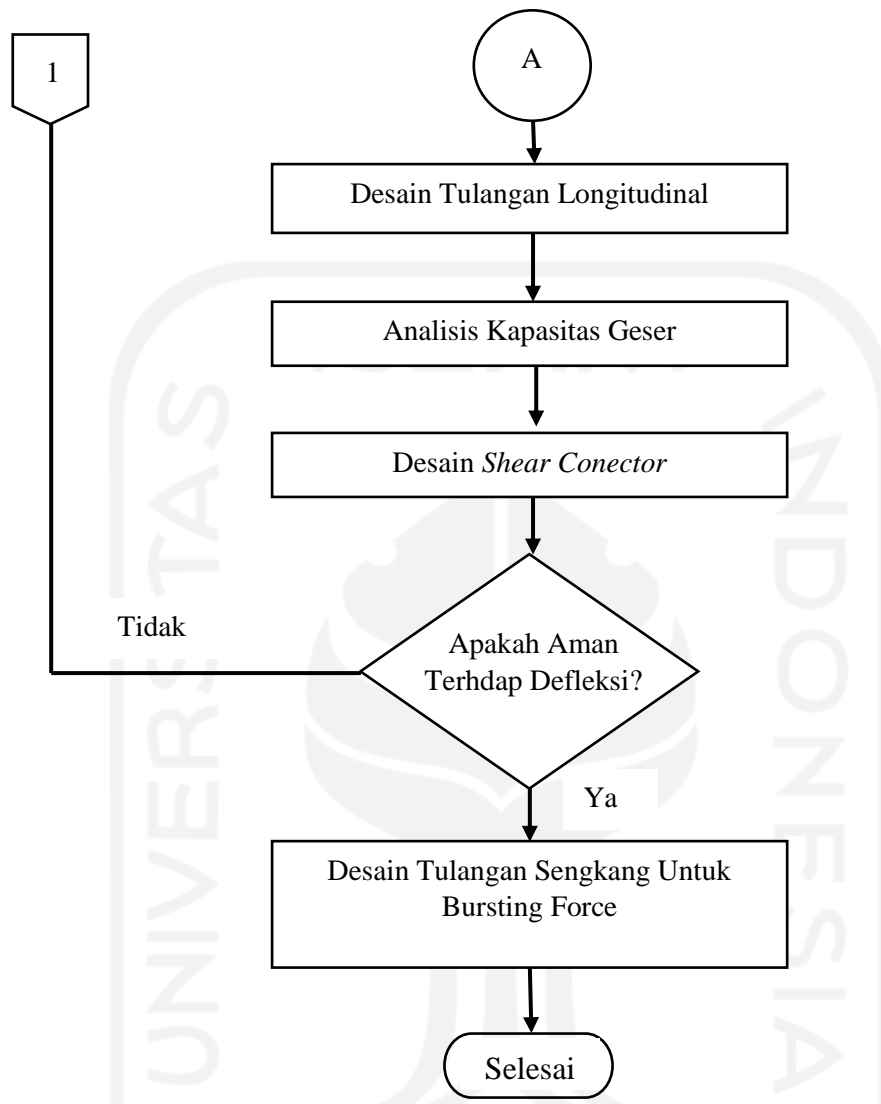
**Gambar 4. 6 Diagram Alir Perencanaan Jembatan**



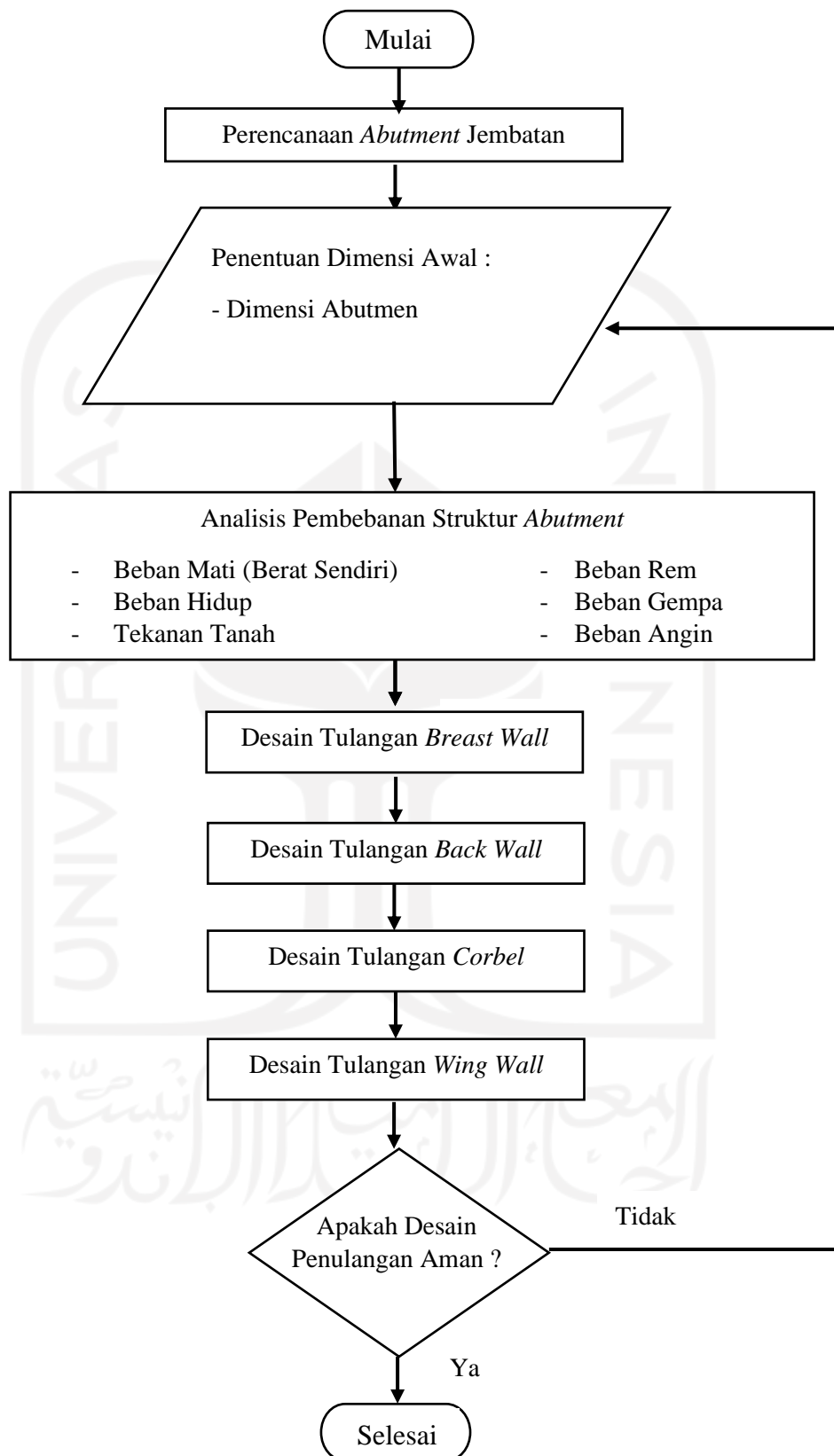
**Gambar 4. 7 Diagram Alir Perencanaan Pelat Jembatan**



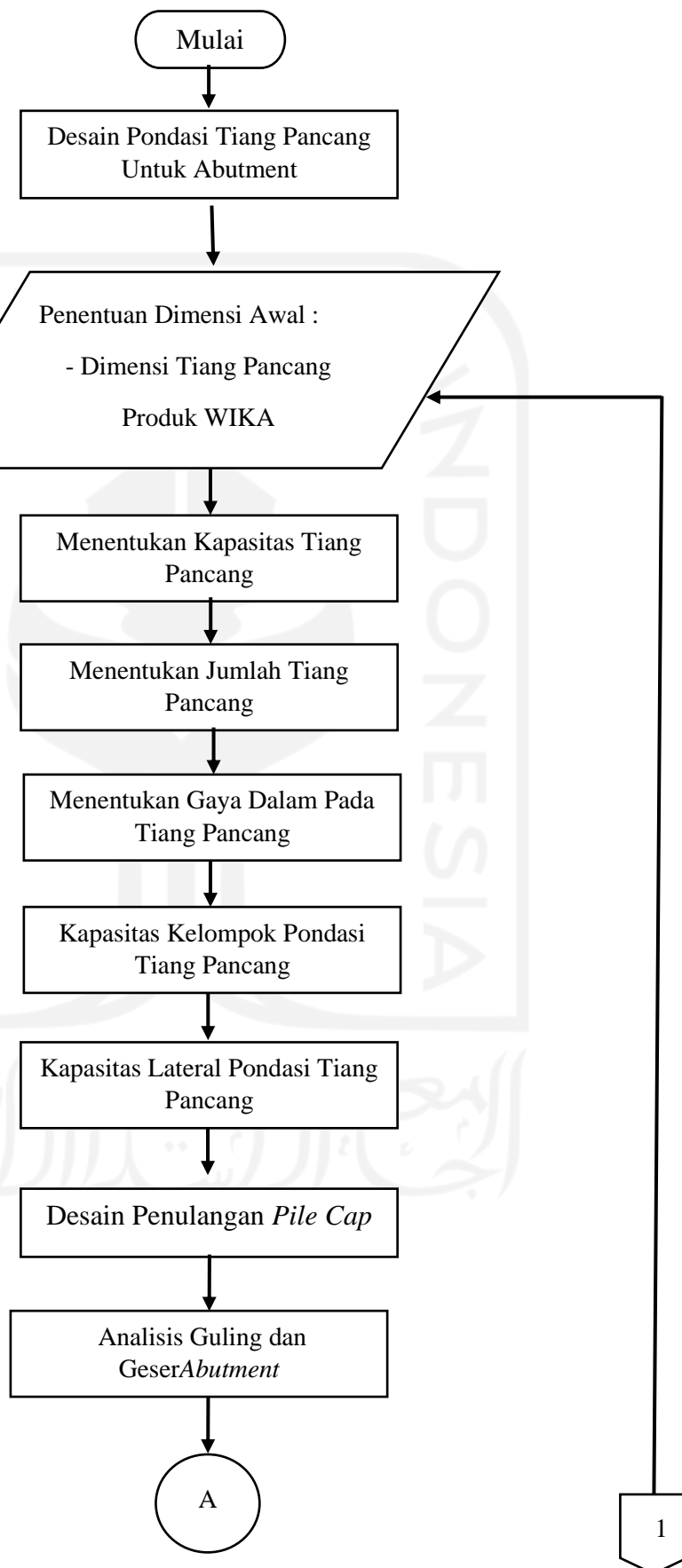


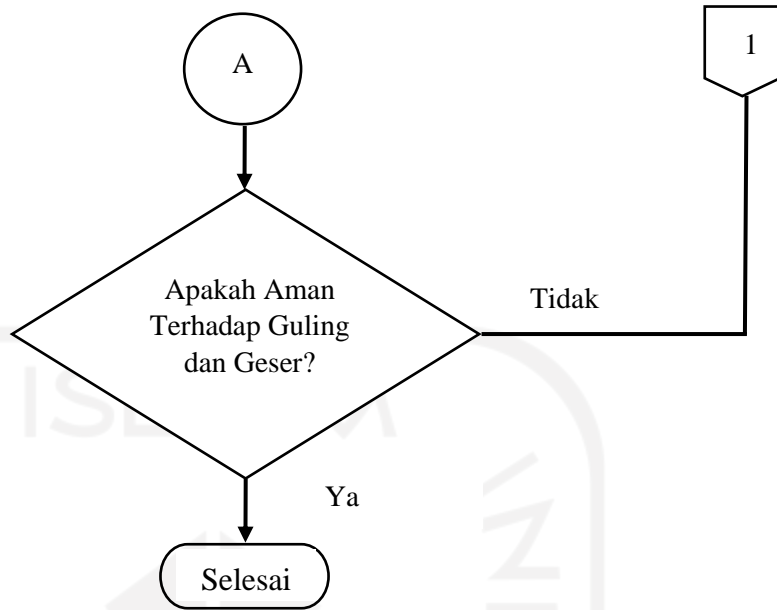


**Gambar 4. 8 Diagram Alir Perencanaan Gelagar Jembatan**

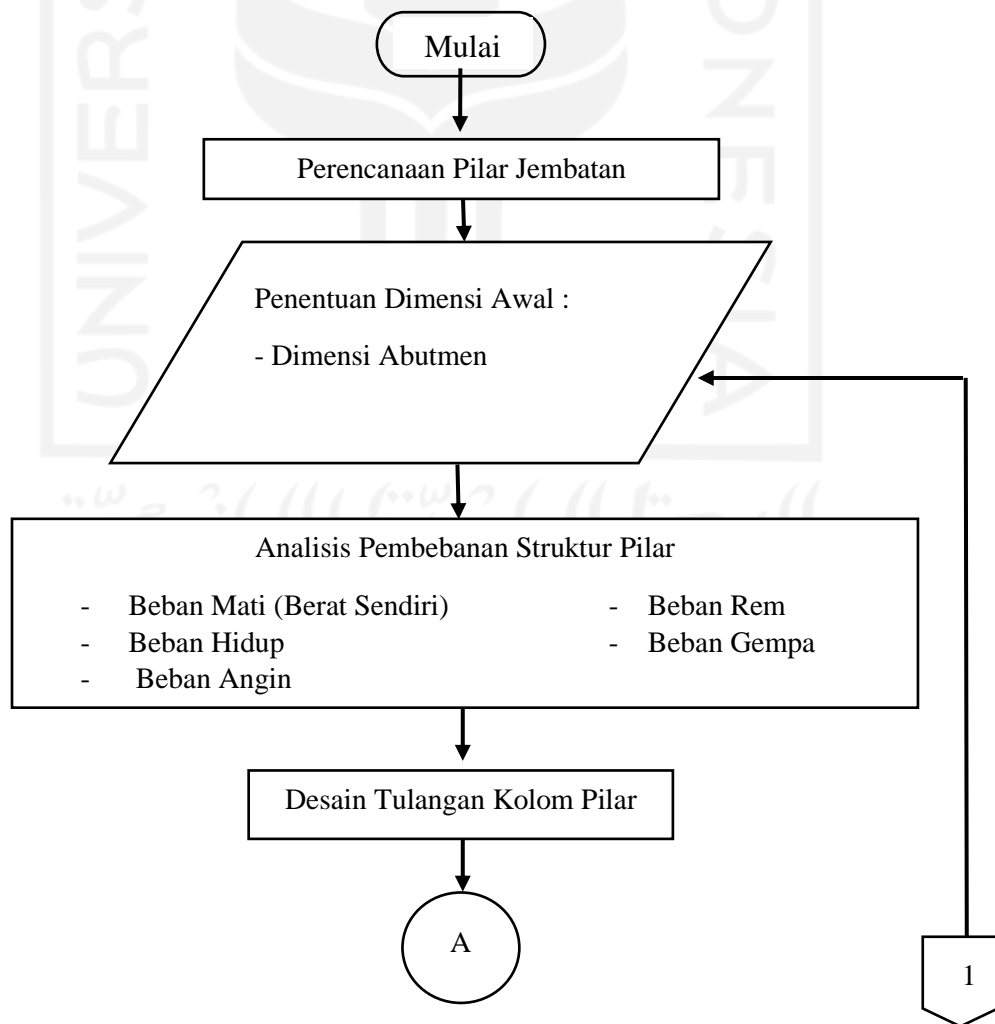


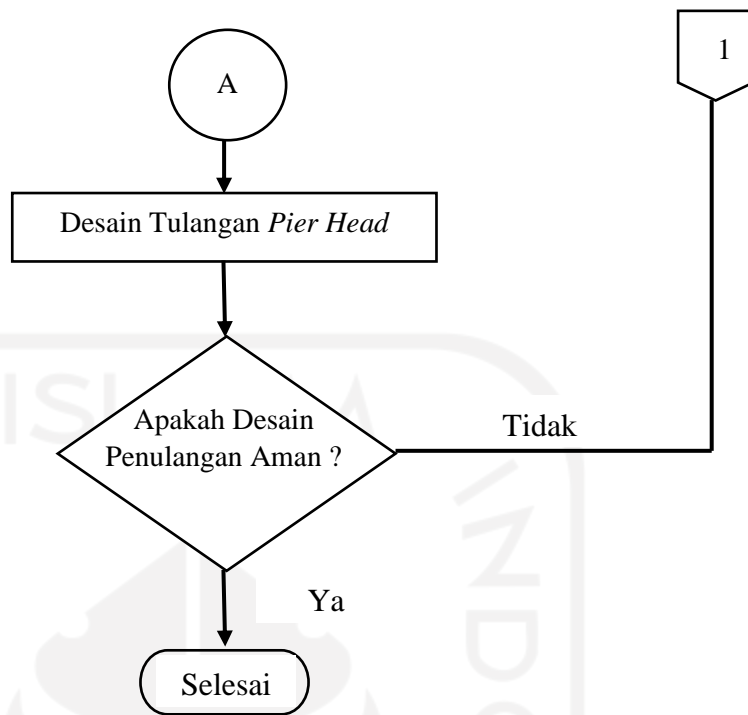
**Gambar 4. 9 Diagram Alir Perencanaan Abutment Jembatan**



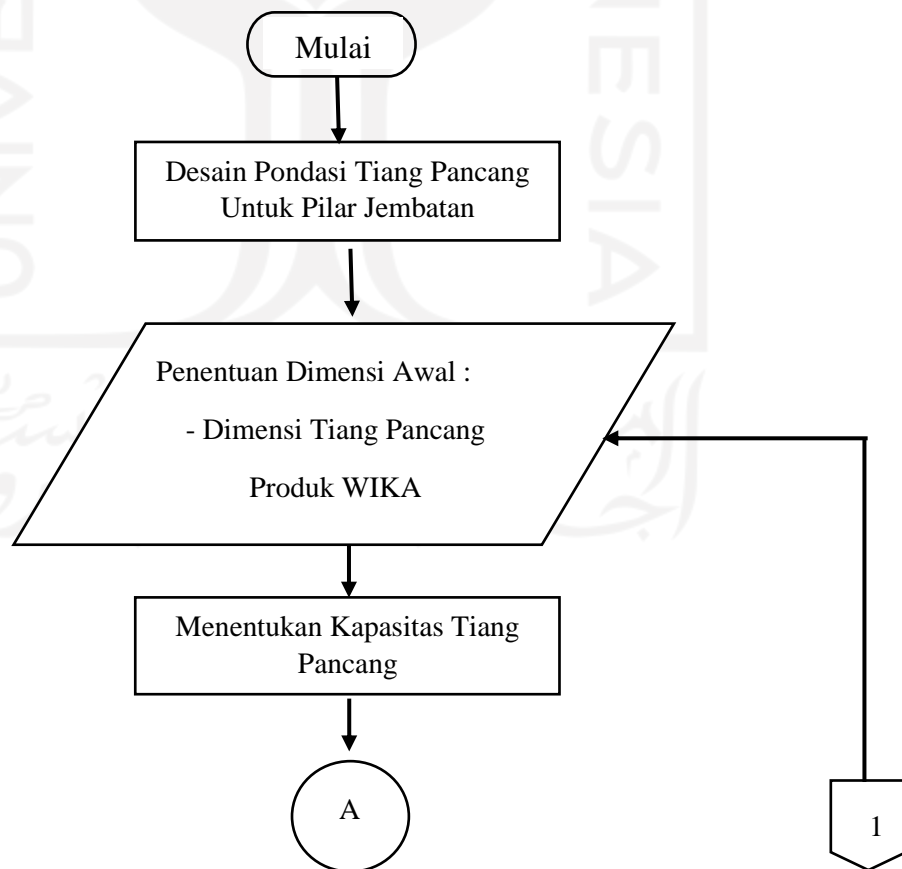


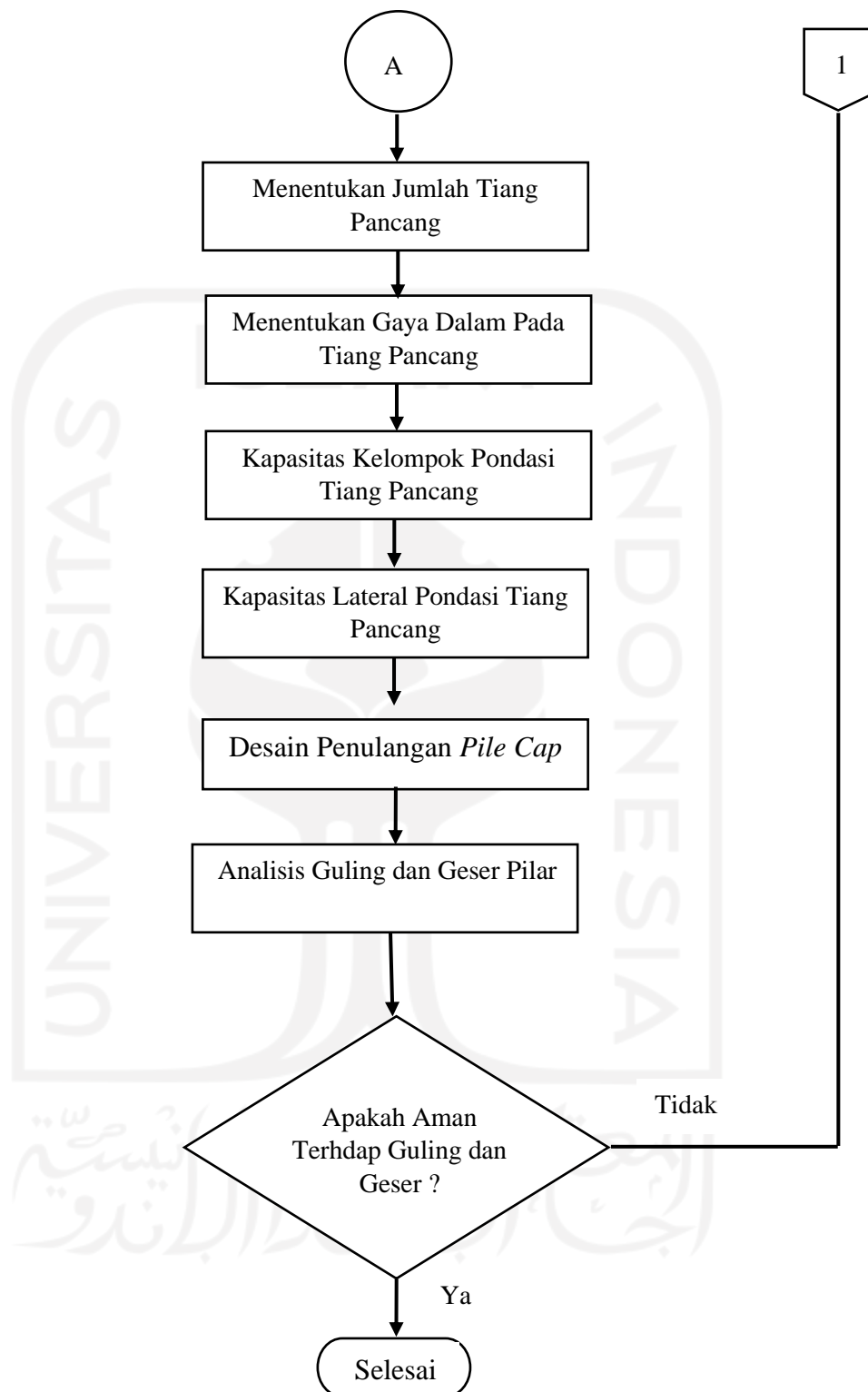
**Gambar 4. 10 Diagram Alir Perencanaan Pondasi *Abutment* Jembatan**





**Gambar 4. 11 Diagram Alir Perencanaan Pilar Jembatan**





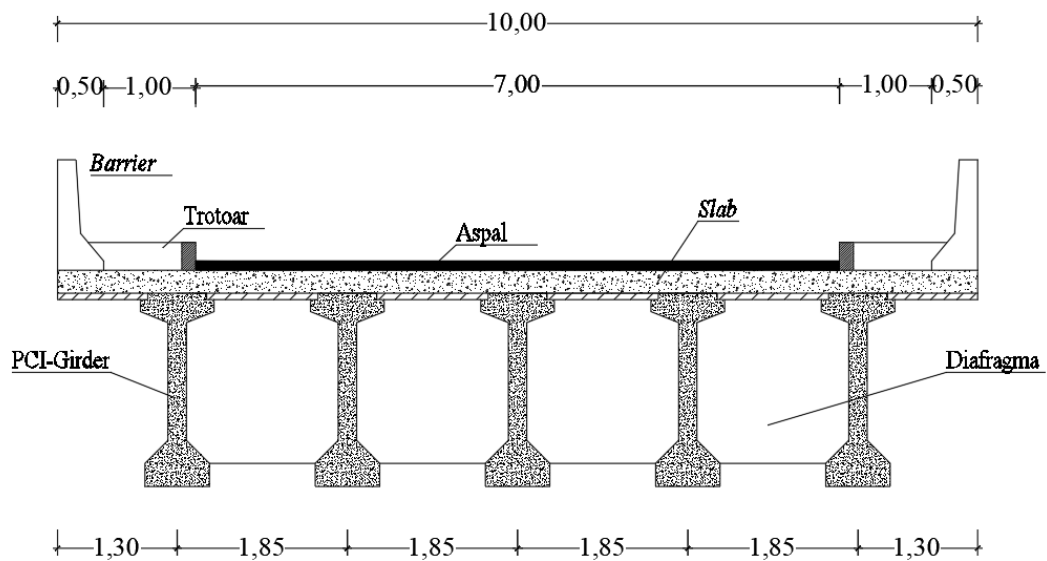
**Gambar 4. 12 Diagram Alir Perencanaan Pondasi Pilar Jembatan**

## BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

### 5.1 Tinjauan Umum

Analisis struktur jembatan Karangsambung menggunakan program Ms. Excel. Perancangan ulang jembatan Karangsambung menggunakan konstruksi beton prategang tipe *PCI Girder*, yaitu struktur *simple beam*. Desain jembatan Karangsambung meliputi superstruktur dan substruktur. Analisis dapat dilakukan sesuai dengan desain struktur yang direncanakan. Desain akan menggunakan pedoman utama Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021.

#### 5.1.1 Data Teknis Jembatan



**Gambar 5.1 Potongan Melintang Rencana Jembatan Karangsambung**

Perencanaan Jembatan Karangsambung menggunakan struktur balok prategang paskatarik penampang I Girder dengan data berikut ini.

1. Panjang total jembatan  $L_t = 70 \text{ m}$
2. Panjang bentang jembatan  $L = 35,6 \text{ m}$



3. Lebar trotoar	$b_2$	= 1,5 m
4. Tebal genangan air hujan	$t_h$	= 0,05 m
5. Tebal aspal + <i>overlay</i>	$t_a$	= 0,1 m
6. Tebal trotoar	$h_{tr}$	= 0,3 m
7. Jumlah I Girder	$n$	= 5 buah
8. Jarak antar girder	$s$	= 1,85 m

### 5.1.2 Data Bahan

Berikut adalah mutu bahan yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Karangsambung.

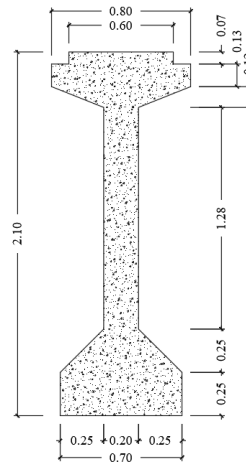
#### 1. Mutu Beton

- Untuk beton prategang digunakan mutu beton  $f_c' = 50$  Mpa.
- Untuk beton bertulang digunakan dengan  $f_c' = 30$  Mpa pada pelat lantai (*slab*).
- Untuk beton pada fondasi *spun pile* digunakan kuat tekan beton yang digunakan  $f_c' = 52$  MPa.

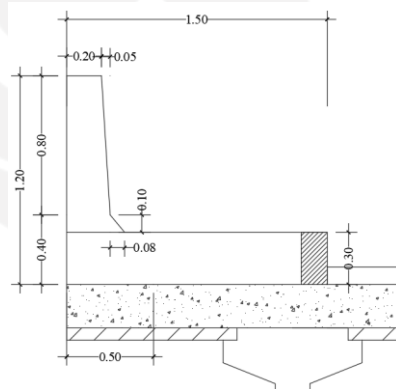
#### 2. Mutu Baja

- Untuk  $\emptyset \geq 12$  mm digunakan mutu baja U-42, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 420$  MPa.
- Untuk  $\emptyset < 12$  mm digunakan mutu baja U-390, tegangan leleh baja yang digunakan  $f_y = 390$  MPa.

- Penampang PCI Girder yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.2.
- Penampang *Barrier* yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.3. *Barrier* pada perancangan jembatan Karangsambung hanya sebagai beban tambahan, sehingga dimensi mengacu pada Bina Marga.
- Balok prategang menggunakan baja prategang (tendon prategang) dengan spesifikasi seperti pada Tabel 5.1 Data-data berat volume bahan yang digunakan dalam desain ulang Jembatan Karangsambung ini dapat dilihat pada Tabel 5.2.



**Gambar 5.2 Penampang PCI-Girder Wika Beton H-210**



**Gambar 5.3 Penampang Trotoar dan Barrier**

**Tabel 5.1 Data Tendon Prategang**

<b>Data Strands Cable-Strands VSL</b>			
<b>Jenis Strands: Uncoated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270</b>			
Tegangan putus baja prategang	$f_{pu}$	1860	MPa
Tegangan leleh baja prategang	$f_{py}$	1582	MPa
Tegangan baja prategang saat jacking	$f_{pbt} = 0,75 \times f_{pu}$	1395	MPa
Diameter baja prategang	$D_{ps}$	12,7	mm
Luas penampang strands	$A_{strands}$	98,71	mm <sup>2</sup>
Diameter selubung tendon		84	mm
Modulus elastis strands	$E_{ps}$	197000	MPa
Tipe dongkrak		VSL19	

(Sumber : VSL Indonesia)

**Tabel 5.2 Berat Jenis Material**

<i>Spesific Gravity</i>		<b>kN/m<sup>3</sup></b>
Beton	$\gamma_c'$	24
Beton Bertulang	$\gamma_c$	25
Beton Prategang	$\gamma_{ci}$	25
Aspal	$\gamma_a$	22,4
Genangan Air	$\gamma_w$	9,8

(Sumber : SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016)

## 5.2 Perancangan Pelat Jembatan

### 5.2.1 Pembebanan Pelat Jembatan

Perencanaan struktur pelat lantai jembatan dipengaruhi oleh beban yang bekerja pada pelat. Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut.

#### 1. Beban Mati Sendiri ( $W_s$ )

Tinjauan <i>slab</i> lantai jembatan selebar,	$b$	= 1,0 m
Tebal <i>slab</i> lantai jembatan,	$t_s$	= 0,25 m
Berat beton bertulang,	$\gamma_c$	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Beban mati sendiri pelat lantai jembatan,		
$W_s = b \cdot t_s \cdot \gamma_c$		
$W_s = 1 \times 0,25 \times 25$		
$W_s = 6,25$ kN/m		

#### 2. Beban Mati Tambahan ( $M_A$ )

##### a. Beban merata akibat aspal dan air hujan ( $W_a$ )

Tebal aspal + <i>overlay</i> ,	$t_a$	= 0,1 m
Tebal genangan air hujan,	$t_h$	= 0,05 m
Berat jenis beton bertulang,	$\gamma_c$	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Berat jenis aspal	$\gamma_a$	= 22 kN/m <sup>3</sup>
Berat jenis air,	$\gamma_w$	= 9,8 kN/m <sup>3</sup>
Beban mati tambahan akibat aspal dan air hujan,		

$$W_a = Q_a + Q_w$$

$$W_a = (t_a \times \gamma_a) + (t_h \times \gamma_w)$$

$$W_a = (0,1 \times 22) + (0,05 \times 9,8)$$

$$W_a = 2,69 \text{ kN/m}$$

b. Beban terpusat akibat *barrier* ( $W_{br}$ )

Berat jenis beton bertulang,  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Tinjau selebar,  $b = 1,0 \text{ m}$

Luas penampang *barrier*,  $A_b = 1,0 \text{ m}$

Beban mati tambahan akibat *barrier*,

$$W_{br} = A_b \times b \times \gamma_c$$

$$W_{br} = 1 \times 25$$

$$W_{br} = 6,25 \text{ kN}$$

c. Beban merata akibat trotoar ( $W_{tr}$ )

Trotoar jembatan selebar,  $b_{tr} = 1,0 \text{ m}$

Tebal trotoar jembatan,  $h_{tr} = 0,25 \text{ m}$

Berat beton bertulang,  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Beban mati tambahan akibat trotoar,

$$W_{tr} = b \cdot h_{tr} \cdot \gamma_c$$

$$W_{tr} = 1,5 \times 0,3 \times 25$$

$$W_{tr} = 11,25 \text{ kN/m}$$

3. Beban Lalu Lintas Truk ( $P_T$ )

Dalam perencanaan pelat lantai digunakan beban roda truk terbesar yaitu roda tengah atau roda belakang.

Beban 1 roda,  $P_1 = 112,5 \text{ kN}$

Faktor pembesaran dinamik,  $FDB = 0,4$

Jarak antar roda,  $x = 1,75 \text{ m}$

Beban lalu lintas truk ( $P_{T1}$ ),

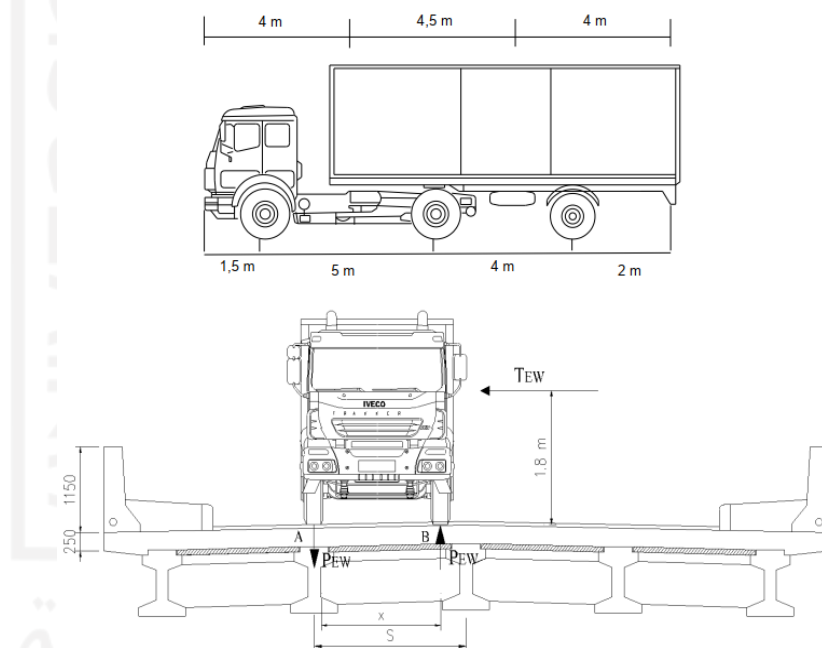
$$P_{T1} = P_1 \times (1 + FBD)$$

$$P_{T1} = 112,5 \times (1 + 0,4)$$

$$P_{T1} = 157,5 \text{ kN}$$

#### 4. Beban Angin Kendaraan (E<sub>wL</sub>)

Beban angin kendaraan diterapkan tegak lurus terhadap arah beban kendaraan dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Tekanan angin diterapkan sebagai beban merata sebesar 1,46 kN/m. Beban angin yang terjadi pada kendaraan dapat berupa angin yang mengakibatkan tekan dan hisap (angkat) pada kendaraan. Gambar pembebanan angin kendaraan ditunjukkan pada Gambar 5.4 berikut.



**Gambar 5.4 Ilustrasi Pembebanan Angin Kendaraan**

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

Tekanan angin kendaraan,	$E_w$	= 1,46 kN/m
Jarak antar roda,	$x$	= 1,75 m
Tinggi Tekanan kendaraan dari permukaan jalan,	$h$	= 1,8 m
Lebar tangkapan angin pada gandar depan,	$L_{T1}$	= 4 m
Lebar tangkapan angin pada gandar tengah,	$L_{T1}$	= 4,5 m

Lebar tangkapan angin pada gandar belakang,  $L_{T1} = 4 \text{ m}$

Beban angin yang bekerja pada kendaraan,

Gandar depan,  $T_{EW1} = E_w \times L_{T1} = 1,46 \times 4 = 5,84 \text{ kN}$

Gandar tengah,  $T_{EW2} = E_w \times L_{T2} = 1,46 \times 4,5 = 6,57 \text{ kN}$

Gandar belakang,  $T_{EW3} = E_w \times L_{T3} = 1,46 \times 4 = 5,84 \text{ kN}$

Beban angin yang bekerja pada roda diambil dari gandar yang terbesar yaitu gandar tengah.

$$P_{EW} = \frac{T_{EW} \times h}{x}$$

$$P_{EW} = \frac{6,57 \times 1,8}{1,75}$$

$$P_{EW} = 6,76 \text{ kN}$$

#### 5. Beban Pejalan Kaki ( $T_P$ )

Untuk trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600 mm, maka beban pejalan kaki sebesar 5 kPa harus diterapkan di sepanjang trotoar. Data yang diperlukan untuk menentukan beban pejalan kaki adalah sebagai berikut.

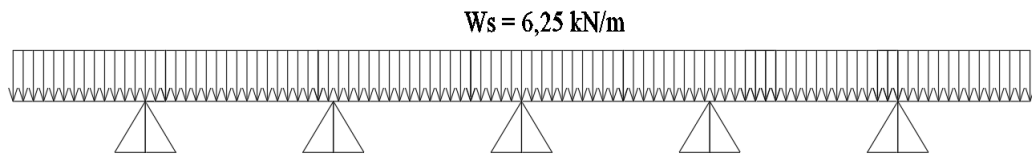
Berat pejalan kaki,  $T_P = 5 \text{ kN/m}^2$

Lebar trotoar,  $b_{tr} = 1 \text{ m}$

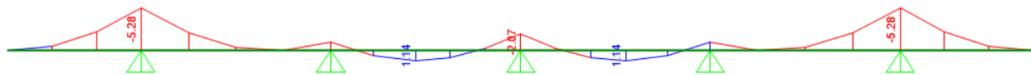
Beban pejalan kaki,  $W_{TP} = T_P \times b_{tr}$   
 $= 5 \text{ kN/m}$

#### 5.2.2 Pemodelan SAP2000

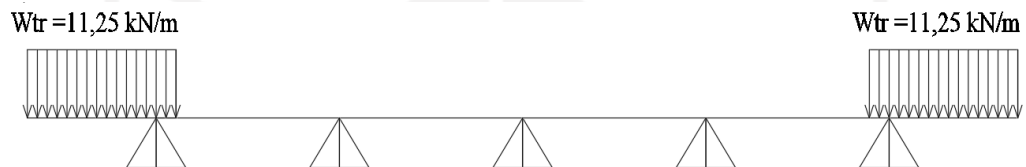
Beban yang bekerja pada pelat di analisis untuk mendapatkan momen menggunakan bantuan program SAP2000 v.22. Pada pemodelan ini, slab yang bertumpu pada girder diasumsikan sebagai tumpuan sendi seluruhnya. Adapun pemodelan dan hasil *BMD (Bending Moment Diagram)* dari masing masing jenis beban dapat diuraikan sebagai berikut.



**Gambar 5.5 Pemodelan Beban Mati Sendiri ( $W_s$ )**



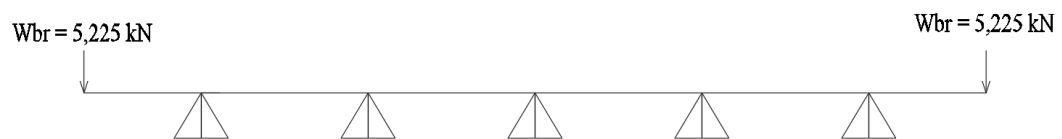
**Gambar 5.6 Bending Moment Diagram Akibat Beban Mati Sendiri ( $W_s$ )**



**Gambar 5.7 Pemodelan Beban Trotoar ( $W_{tr}$ )**



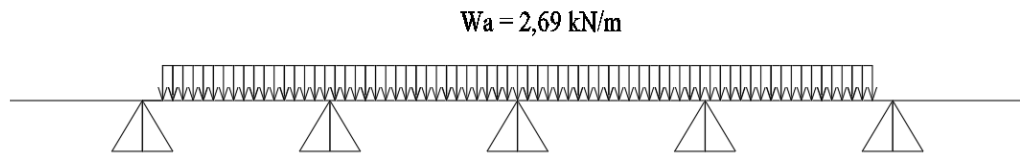
**Gambar 5.8 Bending Moment Diagram Akibat Beban Trotoar ( $W_{tr}$ )**



**Gambar 5.9 Pemodelan Beban Barrier ( $W_{br}$ )**



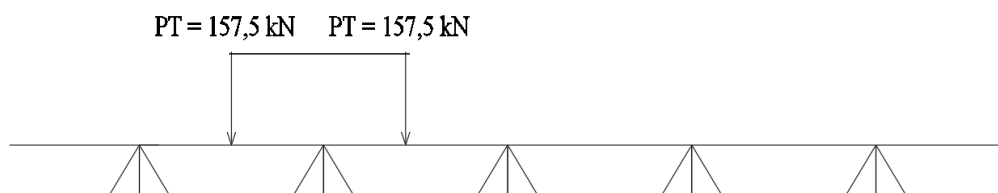
**Gambar 5.10 Bending Moment Diagram Akibat Beban Barrier ( $W_{br}$ )**



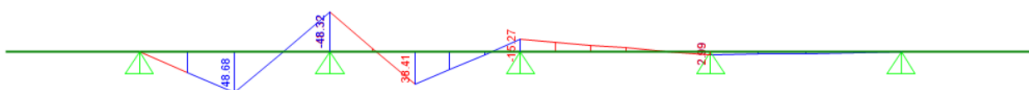
**Gambar 5.11 Pemodelan Beban Aspal dan Air Hujan ( $W_a$ )**



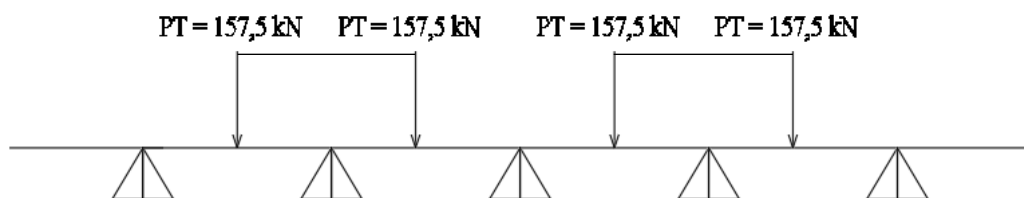
**Gambar 5.12 Bending Moment Diagram Akibat Aspal dan Air Hujan ( $W_a$ )**



**Gambar 5.13 Pemodelan Beban Truk Model 1 (PT-1)**



**Gambar 5.14 Bending Moment Diagram Akibat Beban Truk Model 1 (PT-1)**

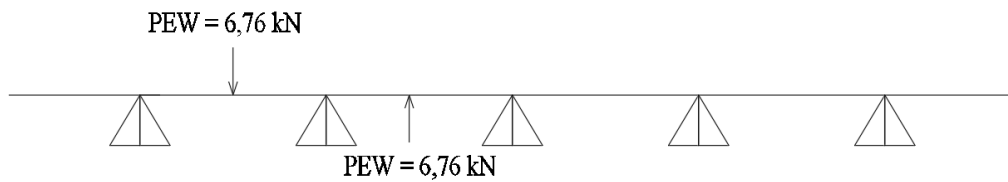


**Gambar 5.15 Pemodelan Beban Truk Model 2 (PT-2)**

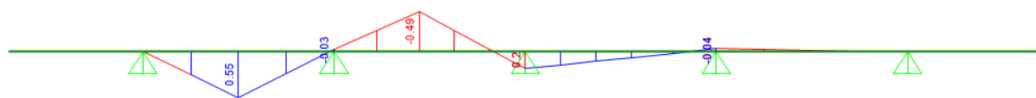




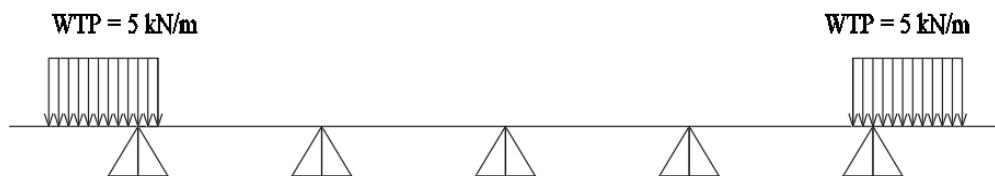
**Gambar 5.16 Bending Moment Diagram Akibat Beban Truk Model 2 (PT-2)**



**Gambar 5.17 Pemodelan Beban Angin Kendaraan ( $P_{EW}$ )**



**Gambar 5.18 Bending Moment Diagram Akibat Beban Angin Kendaraan ( $P_{EW}$ )**



**Gambar 5.19 Pemodelan Beban Pejalan Kaki ( $W_{TP}$ )**



**Gambar 5.20 Bending Moment Diagram Akibat Beban Pejalan Kaki ( $W_{TP}$ )**

Berdasarkan hasil pemodelan pada SAP2000 v.22 tersebut dapat diketahui momen maksimum yang terjadi akibat beban yang bekerja. Adapun rekapitulasi momen yang didapatkan akibat tiap jenis pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

**Tabel 5.3 Rekapitulasi Momen**

No	Jenis Beban	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
1	Berat Sendiri ( $W_s$ )	5,28	1,14
2	Beban Mati Tambahan Trotoar ( $W_{tr}$ )	9,51	1,96
3	Beban Mati Tambahan <i>Barrier</i> ( $W_{br}$ )	6,79	1,44
4	Beban Mati Tambahan Aspal + Air Hujan ( $W_a$ )	0,93	0,69
5	Beban Truk Model 1 ( $P_{T-1}$ )	48,32	48,68
6	Beban Truk Model 2 ( $P_{T-2}$ )	45,33	50,18
7	Beban Angin Kendaraan ( $P_{EW}$ )	0,49	0,55
8	Beban Pejalan Kaki ( $W_{TP}$ )	1,60	0,31

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa pada pemodelan beban truk, momen tumpuan yang terbesar adalah dari model 1. Sedangkan momen lapangan terbesar dari model 2. Momen akibat beban truk ini, selanjutnya akan dinotasikan sebagai  $M_{TT}$ . Momen akibat beban sendiri dan beban angin kendaraan selanjutnya akan dinotasikan berturut sebagai  $M_s$  dan  $M_{EW}$ . Sedangkan momen akibat beban mati tambahan dijumlahkan seluruhnya dan akan dinotasikan sebagai  $M_A$ . Momen pakai hasil pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

**Tabel 5.4 Momen Pakai**

No	Jenis Momen	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
1	Momen Akibat Berat Sendiri ( $M_s$ )	5,28	1,14
2	Momen Akibat Berat Tambahan ( $M_A$ )	17,23	4,09
3	Momen Akibat Berat Truk ( $M_{TT}$ )	48,32	50,18
4	Momen Akibat Berat Angin Kendaran ( $M_{EW}$ )	0,49	0,55
5	Momen Akibat Berat Pejalan Kaki ( $M_{TP}$ )	1,60	0,31

### 5.2.3 Penentuan Momen Ultimate ( $M_u$ )

Setelah didapatkan momen – momen pakai akibat beban yang bekerja. Sebelum dapat digunakan dalam analisis tulangan, diperlukan penentuan momen ultimate ( $M_u$ ). Dimana untuk mendapatkannya digunakan kombinasi yang sesuai. Berdasarkan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, untuk kombinasi dalam perencanaan pelat lantai jembatan dapat digunakan

kombinasi Kuat I. Namun perancangan kali ini, dicoba dengan beberapa kombinasi untuk perbandingan. Adapun hasil perhitungan momen ultimate dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5.5 Kombinasi Penentuan Momen Ultimate**

No	Jenis Momen	Faktor Beban	Momen Tumpuan	Momen Lapangan	Mu Tumpuan	Mu Lapangan
			(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	M <sub>S</sub>	1,3	5,28	1,14	6,86	1,48
2	M <sub>A</sub>	2	17,23	4,09	34,46	8,18
3	M <sub>TT</sub>	1,8	48,32	50,18	86,98	90,32
4	M <sub>EW</sub>	0	0,49	0,55	0,00	0,00
5	M <sub>TP</sub>	1,8	1,6	0,31	2,88	0,56
<b>Kombinasi Kuat I</b>				<b>Jumlah</b>	131,18	100,54
1	M <sub>S</sub>	1,3	5,28	1,14	6,864	1,482
2	M <sub>A</sub>	2	17,23	4,09	34,46	8,18
3	M <sub>TT</sub>	1,4	48,32	50,18	67,648	70,252
4	M <sub>EW</sub>	0	0,49	0,55	0	0
5	M <sub>TP</sub>	1,4	1,6	0,31	2,24	0,43
<b>Kombinasi Kuat II</b>				<b>Jumlah</b>	111,21	80,35
1	M <sub>S</sub>	1	5,28	1,14	5,28	1,14
2	M <sub>A</sub>	1	17,23	4,09	17,23	4,09
3	M <sub>TT</sub>	1	48,32	50,18	48,32	50,18
4	M <sub>EW</sub>	1	0,49	0,55	0,49	0,55
5	M <sub>TP</sub>	1	1,6	0,31	1,60	0,31
<b>Kombinasi Daya Layan I</b>				<b>Jumlah</b>	72,92	56,27
1	M <sub>S</sub>	1	5,28	1,14	5,28	1,14
2	M <sub>A</sub>	1	17,23	4,09	17,23	4,09
3	M <sub>TT</sub>	1,3	48,32	50,18	62,816	65,234
4	M <sub>EW</sub>	0	0,49	0,55	0	0
5	M <sub>TP</sub>	1,3	1,6	0,31	2,08	0,40
<b>Kombinasi Daya Layan II</b>				<b>Jumlah</b>	87,41	70,87

Dari tabel diatas dapat diketahui bahwa momen akibat kombinasi Kuat I lebih besar dari kombinasi lainnya, sehingga sesuai dengan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 bahwa untuk perencanaan pelat

digunakan kombinasi Kuat 1 karena menghasilkan momen terbesar. Dan dari kombinasi Kuat 1 tersebut, didapatkan  $M_u$  tumpuan lebih besar dibandingkan dengan  $M_u$  lapangan. Sehingga pada perencanaan tulangan pelat digunakan  $M_u$  tumpuan yaitu sebesar 131,18 kNm.

#### 5.2.4 Penulangan Pelat Jembatan

##### 1. Tulangan Lentur

Tinjauan *slab* jembatan selebar,  $b = 1000$  mm

Tebal *slab* jembatan,  $t_s = 250$  mm

Inersia pelat,  $I_g = \frac{b \times t_s^3}{12}$

$$I_g = \frac{1000 \times 250^3}{12}$$

$$I_g = 1302083333,33 \text{ mm}^4$$

Titik berat penampang,  $y_t = t_s/2 = 125$  mm

Mutu beton,  $f_c' = 30$  MPa

$$f_c' \leq 30 \text{ MPa}$$

Maka,  $\beta_1 = 0,85$

Selimut beton,  $d' = 40$  mm

Tebal pelat efektif,  $d_e = t_s - d'$

$$d_e = 250 - 40$$

$$d_e = 210 \text{ mm}$$

Mutu tulangan,  $f_y = 420$  MPa

Momen ultimit,  $M_u = 128,30$  kNm

Faktor reduksi lentur,  $\phi_f = 0,9$

Luas tulangan minimum,  $A_{s_{perlu}} = \frac{M_u}{\phi_f \times f_y \times (0,85 \times d_e)}$

$$A_{s_{perlu}} = \frac{131,18}{0,9 \times 420 \times (0,85 \times 210)}$$

$$A_{s_{perlu}} = 1944,185 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan pokok,  $D = 16 \text{ mm}$

Jarak tulangan perlu,  $s = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s_{perlu}}}$

$$s = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1944,185}$$

$$s = 103,42 \text{ mm}$$

Jarak tulangan pakai,  $s = 100 \text{ mm}$

Luas tulangan pakai,  $A_{s_{pakai}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{100}$$

$$A_{s_{pakai}} = 2010,62 \text{ mm}^2$$

Periksa,  $A_{s_{pakai}} \geq A_{s_{perlu}}$

$$2010,62 \text{ mm}^2 \geq 1944,185 \text{ mm}^2$$

(Aman)

Tinggi blok tekan ekivalen,  $a = \frac{A_{s_{pakai}} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

$$a = \frac{2010,62 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$a = 33,12$$

Momen nominal,  $M_n = A_{s_{pakai}} \times f_y \times \left( d_e - \frac{a}{2} \right)$

$$M_n = 2010,62 \times 420 \times \left( 125 - \frac{33,12}{2} \right)$$

$$M_n = 163354016,8 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 163,35 \text{ kNm}$$

$$\text{Jarak serat tekan ke sumbu netral, } c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{33,12}{0,85}$$

$$c = 38,96$$

$$\text{Regangan ultimit beton, } \varepsilon_c = 0,003$$

$$\text{Kontrol regangan baja, } \varepsilon_s = \left( \frac{d_e - c}{c} \right) \varepsilon_c \geq 0,005$$

$$\varepsilon_s = \left( \frac{125 - 38,96}{38,96} \right) 0,003 \geq 0,005$$

$$\varepsilon_s = 0,013 \geq 0,005$$

Karena regangan baja yang terjadi adalah dan lebih besar dari 0.005, maka penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan lentur sebesar 0.9 sudah tepat.

$$\text{Momen tahanan, } M_r = \phi_f \times M_n$$

$$M_r = 0,9 \times 163,35$$

$$M_r = 147,02 \text{ kNm}$$

#### Kontrol terhadap syarat

Tulangan yang digunakan harus memenuhi salah satu syarat dibawah ini:

$$\text{Tegangan retak beton, } f_r = 0,63 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 0,63 \sqrt{30}$$

$$f_r = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\text{Variabel faktor retak lentur, } \gamma_1 = 1,6$$

Faktor rasio tegangan leleh terhadap tegangan ultimate baja,

$$\gamma_3 = 0,75$$

$$\text{Momen retak penampang, } M_{cr} = \gamma_3 \times \gamma_1 \times f_r \left( \frac{I_g}{y_t} \right)$$

$$M_{cr} = 0,75 \times 1,6 \times 3,45 \left( \frac{1302083333,33}{125} \right)$$

$$M_{cr} = 43133151,4 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 43,13 \text{ kNm}$$

Dengan demikian, persyaratan tulangan minimum:

$$1,33 M_u = 1,33 \times 128,30 = 170,64 \text{ kNm}$$

$$1,2 M_{cr} = 1,2 \times 43,13 = 51,76 \text{ kNm}$$

Sehingga untuk tulangan lentur pelat lantai digunakan D16-100. Maka luas tulangan minimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari  $1,33 M_u$  atau  $1,2 M_{cr}$ . Karena  $1,2 M_{cr}$  lebih kecil dari  $1,33 M_u$ , maka yang menentukan luas tulangan minimum digunakan  $1,2 M_{cr}$ . Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh tahanan lentur terfaktor ( $M_r$ ) sebesar 147,02 kNm. Nilai ini lebih besar dari nilai momen tulangan minimum  $1,2 M_{cr}$ , sehingga persyaratan tulangan minimum sudah terpenuhi.

## 2. Tulangan Pembagi

Tulangan pembagi adalah tulangan searah lajur lalu lintas yang berfungsi sebagai tulangan susut.

$$\text{Jarak antar girder, } s = 1,85 \text{ m}$$

$$\frac{110}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

$$\frac{110}{\sqrt{1,85}} \leq 67\%$$

$$80,9\% \geq 67\%$$

Maka digunakan persentase tulangan 67 %.

$$\text{Luas tulangan pakai, } A_s = A_{s_{perlu}} \times 0,67$$

$$A_s = 1944,185 \times 0,67$$

$$A_s = 1302,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diamter tulangan pokok, } D = 13 \text{ mm}$$

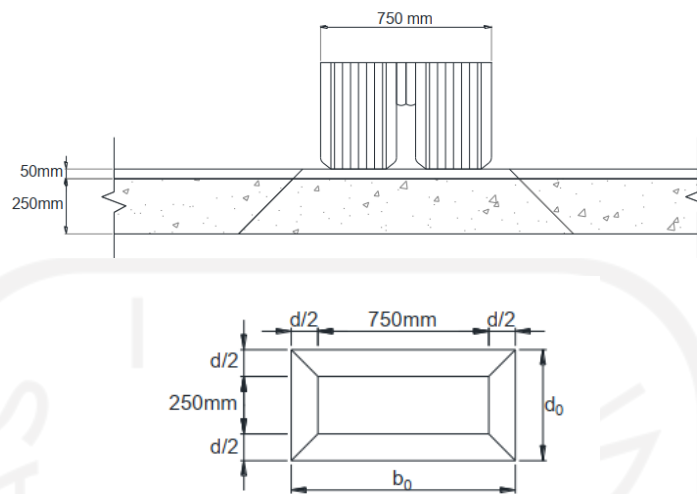
$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan perlu,} \quad s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} \\ s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1302,60} \\ s &= 101,89 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan pakai,} \quad s &= 100 \text{ mm} \\ \text{Luas tulangan pakai,} \quad A_{s_{pakai}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s} \\ A_{s_{pakai}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{100} \\ A_{s_{pakai}} &= 1327,32 \text{ mm}^2 \\ \text{Periksa,} \quad A_{s_{pakai}} &\geq A_s \\ 1327,32 \text{ mm}^2 &\geq 1302,60 \text{ mm}^2 \\ &\text{(Aman)} \end{aligned}$$

Maka, digunakan Gunakan tulangan pembagi D13-100.

### 3. Geser Pada Pelat Lantai (*Punching Shear*)

Pengecekan geser pada pelat akibat *punching shear* perlu dilakukan agar mencegah terjadinya retak akibat beban. Kekuatan pelat lantai terhadap geser harus ditentukan berdasarkan bidang kritis pelat, bidang kritis merupakan bidang kontak beban (roda truk) dengan pelat. Bidang kritis geser berada pada jarak  $d/2$  dari muka beban atau untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.19. Adapun pengecekan tersebut dapat diuraikan sebagai berikut.





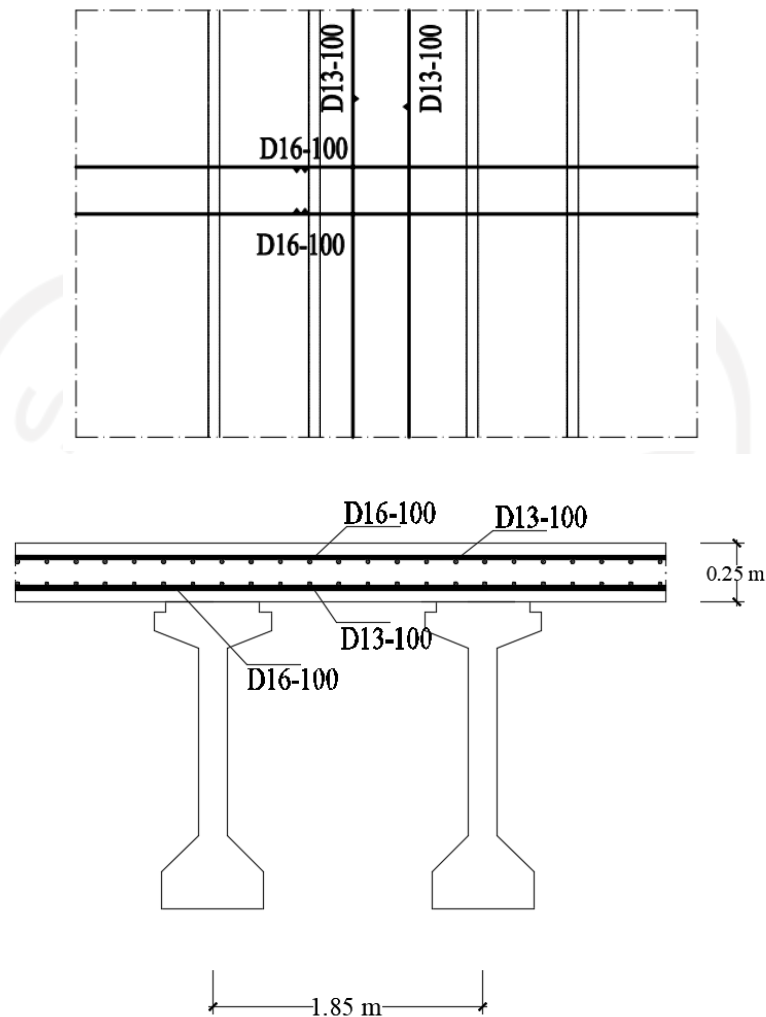
**Gambar 5.21 Punching Shear Pelat Lantai**

(Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 2021)

Dimensi bidang kontak truk,	$P$	$= 750 \text{ mm}$
	$L$	$= 250 \text{ mm}$
Tinggi efektif pelat lantai,	$d_e$	$= 210 \text{ mm}$
Dimensi penampang kritis,	$b_0$	$= P + d_e$
	$b_0$	$= 750 + 210$
	$b_0$	$= 960 \text{ mm}$
	$d_0$	$= L + d_e$
	$d_0$	$= 250 + 210$
	$d_0$	$= 460 \text{ mm}$
Rasio panjang terhadap lebar,	$\beta_c$	$= \frac{b_0}{d_0}$
	$\beta_c$	$= \frac{960}{460}$
	$\beta_c$	$= 2,09$
Keliling geser kritis,	$U$	$= 2(b_0 + d_0)$
	$U$	$= 2(960+460)$

$$\begin{aligned}
 U &= 2840 \text{ mm} \\
 \text{Faktor reduksi geser, } \phi_v &= 0,75 \\
 \text{Faktor beban hidup, } LF &= 1,8 \\
 \text{Beban truk, } TT &= 112,5 \\
 \text{Faktor pembesaran dinamis, } FBD &= 0,4 \\
 \text{Gaya geser terfaktor, } V_u &= LF \cdot (1 + FBD) \cdot TT \\
 V_u &= 1,8 \cdot (1 + 0,4) \cdot 112,5 \\
 V_u &= 283,5 \text{ kN} \\
 \text{Kuat geser nominal, } V_n &= \left( 0,17 + \frac{0,33}{\beta c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot U \cdot d_e \\
 V_n &= \left( 0,17 + \frac{0,33}{2,02} \right) \cdot \sqrt{30} \cdot 2840 \cdot 210 \\
 V_n &= 1071,86 \text{ kN} \\
 \text{Syarat geser nominal, } V_n &\leq 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot U \cdot d_e \\
 V_n &\leq 0,33 \cdot \sqrt{30} \cdot 2840 \cdot 210 \\
 1071,86 \text{ kN} &\leq 1077,98 \text{ kN} \\
 \text{Nilai geser pelat digunakan, } V_n &= 1071,86 \text{ kN} \\
 V_r &= \phi_v \times V_n \\
 V_r &= 0,75 \times 1071,86 \\
 V_r &= 803,89 \text{ kN} \\
 \text{Kontrol terhadap geser yang bekerja, } V_u &\leq V_r \\
 283,5 \text{ kN} &\leq 803,89 \text{ kN} \\
 &\text{(Aman)}
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, tulangan pelat lantai jembatan digunakan tulangan pokok D16-100 dan tulangan pembagi D13-100. Adapun gambar penulangan dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



**Gambar 5.22 Penulangan Pelat Lantai**

### 5.3 Perancangan PCI-Girder Jembatan

Dalam perencanaan PCI-Girder dibutuhkan data teknis jembatan. Adapun data teknis dalam perencanaan kali ini, dapat di uraikan sebagai berikut.

#### 1. Gelagar Beton

$$\text{Kuat tekan beton umur 28 hari, } f'_{cg} = 50 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton awal saat transfer, } f'_{cig} &= 0,8 \times f'_{cg} \\ &= 0,8 \times 50 \\ &= 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastisitas gelagar saat transfer, } E_{cig} = 4700 \cdot \sqrt{f'_{cig}}$$

- =  $4700 \cdot \sqrt{40}$   
= 29725,41 MPa
- Modulus elastisitas gelagar saat umur 28 hari,
- $$E_{cg} = 4700 \cdot \sqrt{f'_{cg}}$$
- $$= 4700 \cdot \sqrt{50}$$
- $$= 33234,02 \text{ MPa}$$
- Berat jenis beton,
- $$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$
2. Pelat Beton
- Kuat tekan beton umur 28 hari,
- $$f'_{cd} = 30 \text{ MPa}$$
- Kuat tekan beton awal saat transfer,
- $$f'_{cid} = 0,8 \times f'_{cd}$$
- $$= 0,8 \times 30$$
- $$= 24 \text{ MPa}$$
- Modulus elastisitas beton saat transfer,
- $$E_{cid} = 4700 \cdot \sqrt{f'_{cid}}$$
- $$= 4700 \cdot \sqrt{24}$$
- $$= 25742,96 \text{ MPa}$$
- Modulus elastisitas beton saat umur 28 hari,
- $$E_{cd} = 4700 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$$
- $$= 4700 \cdot \sqrt{30}$$
- $$= 23025,2 \text{ MPa}$$
3. Baja Prategang
- Tipe strand yang digunakan, *Seven Wire Strand, Low Relaxation*
- Diameter strand,
- $$D_{ps} = 12,70 \text{ mm}$$
- Luas penampang strand,
- $$A_{strand} = 98,71 \text{ mm}^2$$
- Tegangan putus baja prategang,
- $$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$
- Tegangan leleh baja prategang,
- $$f_{py} = 1584 \text{ MPa}$$
- Modulus elastisitas baja prategang,
- $$E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$$
- Tegangan di baja prategang sebelum transfer,
- $$f_{pbt} = 0,75 \times f_{pu} = 1395 \text{ MPa}$$
4. Baja Tulangan

Tegangan leleh baja tulangan  $f_y = 420$  MPa

nonprategang,

Modulus elastisitas baja tulangan  $E_s = 200000$  MPa

nonprategang,

### 5.3.1 Modulus Penampang PCI-Girder

Perkiraan tinggi awal sistem dek untuk jembatan gelagar beton I pratekan bentang sederhana adalah  $0,045L$ , dimana  $L$  adalah panjang bentang jembatan, dengan demikian:

Panjang jembatan,  $L_b = 35,6$  m

Tinggi minimal sistem dek,  $h_d = 0,045 \times L_b$   
 $= 0,045 \times 35,6$   
 $= 1602$  mm

Jarak antar gelagar dan jumlah gelagar yang digunakan berpedoman kepada Tabel 3.6.2.2b-1 pada Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 3 (2017). Karena jembatan ini tergolong dalam tipe k (Lihat Tabel 3.6.2.2.1-1), sehingga jarak antar gelagar yang disyaratkan adalah tidak boleh kurang dari 1100 mm dan tidak boleh lebih besar dari 4900 mm, sehingga pada kasus ini, jarak gelagar yang digunakan adalah 1850 mm. Dari persyaratan-persyaratan di atas, maka ditentukan dimensi awal gelagar dan dimensi potongan melintang jembatan sebagai berikut.

Gelagar I pratekan yang digunakan, Gelagar I pratekan 2100 mm

Spasi antar gelagar,  $s_g = 1850$  mm

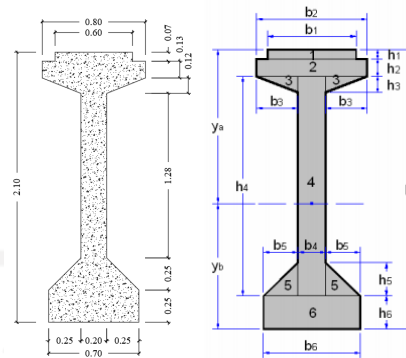
Tebal pelat lantai,  $t_s = 250$  mm

Jumlah gelagar digunakan,  $n_g = 5$

Lebar jalan raya,  $W_r = 7000$  mm

Adapun gambar detail potongan melintang gelagar dan dimensi gelagar diperlihatkan pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2.

#### 1. Data Penampang Dasar Gelagar (Nonkomposit)



**Gambar 5.23 Penampang Nonkomposit Gelagar**

**Tabel 5.6 Modulus Penampang Nonkomposit Gelagar**

NO	Lebar	Tinggi	Luas Penampang	Jarak thd alas	Statis momen	Inersia	Inersia momen
	b	h	A	y	A x y	A x (yi-yb) <sup>2</sup>	I <sub>0</sub>
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	600,0	70,0	42000,0	2065,0	86730000,0	46922996968,0	17150000,0
2	800,0	130,0	104000,0	1965,0	204360000,0	95245020479,1	146466666,7
3	300,0	120,0	36000,0	1860,0	66960000,0	26131534568,8	28800000,0
4	200,0	1650,0	330000,0	1075,0	354750000,0	1480642430,9	74868750000,0
5	250,0	250,0	62500,0	333,3	20833333,3	28449832201,3	217013888,9
6	700,0	250,0	175000,0	125,0	21875000,0	136450660593,3	911458333,3
<b>Total</b>			<b>749500</b>		<b>75550833,33</b>	<b>334680687241,5</b>	<b>76189638888,89</b>

Luas penampang gelagar nonkomposit,  $A_g = 749500 \text{ mm}^2$

Momen inersia gelagar nonkomposit,

$$\begin{aligned}
 I_g &= \sum I_0 + \sum A \times (y - y_b)^2 \\
 &= 76189638888,89 + 334680687241,5 \\
 &= 410870326130,38 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tinggi gelagar nonkomposit,  $h_g = 2100 \text{ mm}$

Jarak sumbu netral ke serat terbawah  $y_b = \frac{\sum(A \times y_i)}{\sum A}$

gelagar nonkomposit,  $= \frac{75550833,33}{7495}$   
 $= 1008 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas} \quad y_t &= h_g - y_b \\ \text{gelagar nonkomposit,} &= 2100 - 1008 \\ &= 1092 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus penampang serat bawah} \quad S_b &= \frac{I_g}{y_b} \\ \text{gelagar nonkomposit,} &= \frac{410870326130,38}{1008} \\ &= 407602796,49 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

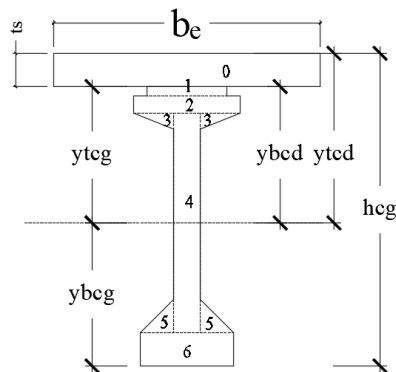
$$\begin{aligned} \text{Modulus penampang serat atas} \quad S_t &= \frac{I_g}{y_t} \\ \text{gelagar nonkomposit,} &= \frac{410870326130,38}{1092} \\ &= 376260547,30 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

## 2. Data Penampang Komposit

Rasio modulus elastisitas pelat terhadap gelagar untuk menentukan lebar penampang transformasi adalah:

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_{cg}}{E_{cd}} \\ &= \frac{33234,02}{25742,96} = 1,29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang sayap transformasi,} \quad b_e &= \frac{S_g}{n} \\ &= \frac{1850}{1,29} = 1433 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 5.24 Penampang Komposit Gelagar**

**Tabel 5.7 Modulus Penampang Komposit Gelagar**

NO	Lebar	Tinggi	Luas Penampang	Jarak thd alas	Statis momen	Inersia	Inersia momen
	b	h	A	y	A x y	A x (yi-ybc) <sup>2</sup>	I <sub>0</sub>
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
0	1433,0	250,0	358251,0	2225,0	797108384,9	242893436164,2	1865890414,2
1	600,0	70,0	42000,0	2065,0	86730000,0	18484534995,7	17150000,0
2	800,0	130,0	104000,0	1965,0	204360000,0	33012377576,4	146466666,7
3	300,0	120,0	36000,0	1860,0	66960000,0	7564909514,8	28800000,0
4	200,0	1650,0	330000,0	1075,0	354750000,0	35198927516,3	74868750000,0
5	250,0	250,0	62500,0	333,3	20833333,3	71323757429,3	217013888,9
6	700,0	250,0	175000,0	125,0	21875000,0	285195988838,7	911458333,3
<b>Total</b>			<b>1107750,96</b>		<b>1552616718,27</b>	<b>693673932035,34</b>	<b>78055529303,08</b>

Tinggi total sistem dek komposit,

$$h_{cg} = h_g + t_s$$

$$= 2100 + 250$$

$$= 2350 \text{ mm}$$

Luas penampang gelagar komposit,

$$A_{cg} = 1107750,96 \text{ mm}^2$$

Momen inersia gelagar komposit,

$$I_{cg} = \sum I_0 + \sum A \times (y - y_{bcg})^2$$

$$= 78055529303,08 + 693673932035,34$$

$$= 771729461338,41 \text{ mm}^4$$

Jarak sumbu netral ke serat terbawah

$$y_{bcg} = \frac{\sum (A \times yi)}{\sum A}$$



$$\begin{aligned}
 &\text{gelagar komposit,} &&= \frac{1552616718,27}{1107750,96} \\
 &&&= 1401,59 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas} & y_{icg} &= h_g - y_{bcg} \\
 &\text{gelagar komposit,} &&= 2100 - 1401,59 \\
 &&&= 698,41 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas} & y_{icd} &= h_{cg} - y_{bcg} \\
 &\text{pelat dek penampang komposit,} &&= 2350 - 1401,59 \\
 &&&= 948,41 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat terbawah} & y_{bcd} &= h_{cg} - y_{bcg} - t_s = 668,1 \text{ mm} \\
 &\text{pelat dek penampang komposit,} &&= 2350 - 1401,59 - 250 \\
 &&&= 698,41 \text{ mm} \\
 \text{Modulus penampang atas} & S_{icg} &= \frac{I_{cg}}{y_{icg}} \\
 &\text{gelagar komposit,} &&= \frac{771729461338,41}{698,41} \\
 &&&= 1104986329,15 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus penampang bawah} & S_{bcg} &= \frac{I_{cg}}{y_{bcg}} \\
 &\text{gelagar komposit,} &&= \frac{771729461338,41}{1401,59} \\
 &&&= 550608557,3 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus penampang atas} & S_{icd} &= \frac{I_{cg}}{y_{icd}} \\
 &\text{pelat komposit,} &&= \frac{771729461338,41}{948,41} \\
 &&&= 813711830,31 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus penampang bawah} & S_{bcd} &= \frac{I_{cg}}{y_{bcd}} \\
 &\text{pelat komposit,} &&= \frac{771729461338,41}{698,41}
 \end{aligned}$$

$$= 1104986329,15 \text{ mm}^3$$

### 5.3.2 Pembebanan PCI-Girder

#### 1. Perhitungan beban tak terfaktor akibat beban mati struktural dan nonstruktural

##### Beban mati struktural

Tebal pelat,	$t_s$	= 250 mm
Lebar pelat tributari,	$s_g$	= 1850 mm
Berat pelat,	$W_s$	= $s_g \times t_s \times \gamma_c$ = $1850 \times 250 \times 25$ = 11,56 kN/m
Lebar RC Plate,	$w_{rcp}$	= 1250 mm
Tebal RC Plate,	$t_{rcp}$	= 70 mm
Berat RC Plate,	$W_{rcp}$	= $w_{rcp} \times t_{rcp} \times \gamma_c$ = $1250 \times 70 \times 25$ = 2,19 kN/m
Berat gelagar,	$W_g$	= $A_g \times \gamma_c$ = $749500 \times 25 \times 10^{-6}$ = 18,74 kN/m
Luas penampang diafragma tengah,	$A_{dp}$	= 2960000 mm <sup>2</sup>
Tebal diafragma tengah,	$t_{dp}$	= 200 mm
Jumlah diafragma tengah,	$n_{dp}$	= 7
Berat diafragma,	$W_{dp}$	= $A_{dp} \times t_{dp} \times \frac{n_{dp}}{L_b} \times \gamma_c$ = $2960000 \times 200 \times \frac{7}{36500} \times 25 \times 10^{-6}$ = 2,91 kN/m

Untuk mempermudah, berat diafragma diasumsikan terbagi merata di atas gelagar.

##### Beban mati nonstruktural ( $M_A$ )

Berat volume aspal,	$\gamma_a$	$= 22 \text{ kN/m}^3$
Tebal aspal + <i>overlay</i> ,	$t_a$	$= 100 \text{ mm}$
Berat aspal,	$W_a$	$= s_g \times t_a \times \gamma_a$ $= 1850 \times 100 \times 22 \times 10^{-6}$ $= 4,07 \text{ kN/m}$
Berat volume air,	$\gamma_w$	$= 9,8 \text{ kN/m}^3$
Tebal genangan air hujan,	$t_h$	$= 50 \text{ mm}$
Berat genangan air hujan,	$W_h$	$= s_g \times t_h \times \gamma_w$ $= 1850 \times 50 \times 9,8 \times 10^{-6}$ $= 0,91 \text{ kN/m}$
Beban <i>barrier</i> ,	$W_b$	$= 5,22 \text{ kN/m}$
Jumlah <i>barrier</i> ,	$n_{br}$	$= 2$
Jumlah gelagar,	$n_g$	$= 5$
Berat <i>barrier</i> ,	$W_{br}$	$= W_b \times \frac{n_{br}}{n_g}$ $= 5,22 \times \frac{2}{5}$ $= 2,09 \text{ kN/m}$
Beban trotoar,	$W_{tr}$	$= 11,25 \text{ kN/m}$
Jumlah trotoar,	$n_{tr}$	$= 2$
Jumlah gelagar,	$n_g$	$= 5$
Berat trotoar,	$W_{tr}$	$= W_{tr} \times \frac{n_{tr}}{n_g}$ $= 11,25 \times \frac{2}{5}$ $= 4,5 \text{ kN/m}$

Momen maksimum akibat  $M_S$  dan  $M_A$  adalah:

Momen akibat berat pelat lantai,  $M_{MS-S} = \frac{1}{8} \times W_s \times L_b^2 = 1831,73 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat gelagar,  $M_{MS-G} = \frac{1}{8} \times W_g \times L_b^2 = 2968,39 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat *RC plate*,  $M_{MS-RC} = \frac{1}{8} \times W_{rcp} \times L_b^2 = 346,5 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat diafragma,  $M_{MS-D} = \frac{1}{8} \times W_{dp} \times L_b^2 = 461,02 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat *barrier*,  $M_{MA-B} = \frac{1}{8} \times W_{br} \times L_b^2 = 331,10 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat trotoar,  $M_{MA-TR} = \frac{1}{8} \times W_{tr} \times L_b^2 = 712,89 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat aspal,  $M_{MA-A} = \frac{1}{8} \times W_a \times L_b^2 = 644,77 \text{ kN.m}$

Momen akibat berat air hujan,  $M_{MA-H} = \frac{1}{8} \times W_h \times L_b^2 = 143,61 \text{ kN.m}$

Gaya geser maksimum akibat MS dan MA adalah:

Geser akibat berat pelat lantai,  $V_{MS-S} = \frac{1}{2} \times W_s \times L_b = 205,81 \text{ kN}$

Geser akibat berat gelagar,  $V_{MS-G} = \frac{1}{2} \times W_g \times L_b = 333,53 \text{ kN}$

Geser akibat berat *RC plate*,  $V_{MS-RC} = \frac{1}{2} \times W_{rcp} \times L_b = 38,94 \text{ kN}$

Geser akibat berat diafragma,  $V_{MS-D} = \frac{1}{2} \times W_{dp} \times L_b = 51,80 \text{ kN}$

Geser akibat berat *barrier*,  $V_{MA-B} = \frac{1}{2} \times W_{br} \times L_b = 37,20 \text{ kN}$

Geser akibat berat trotoar,  $V_{MA-TR} = \frac{1}{2} \times W_{tr} \times L_b = 80,10 \text{ kN}$

Geser akibat berat aspal,  $V_{MA-A} = \frac{1}{2} \times W_a \times L_b = 72,45 \text{ kN}$

Geser akibat berat air hujan,  $V_{MA-H} = \frac{1}{2} \times W_h \times L_b = 16,14 \text{ kN}$

## 2. Perhitungan beban tak terfaktor akibat beban hidup kendaraan

a. Beban D

Beban D terdiri dari beban merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) yang besarnya diatur oleh SNI 1725:2016 tentang pembebanan jembatan. Dalam permodelan analisis struktur, balok ditinjau sebagai elemen garis dengan lebar tributari pelat lantai adalah sama dengan setengah dari jarak gelagar kiri dan kanan dari gelagar yang ditinjau, dengan demikian, lebar tributari untuk beban BTR dan BGT adalah 1850 mm.

Beban BTR

Karena panjang bentang jembatan 35,60 m, maka berdasarkan SNI Pembebanan Jembatan Pasal 8.3.1, besar beban BTR adalah:

$$\begin{aligned} L_b &= 35,6 \text{ m} \\ q_{BTR} &= 9 \left( 0,5 + \frac{15}{L_b} \right) \\ &= 9 \left( 0,5 + \frac{15}{35,6} \right) \\ &= 8,29 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban merata per meter BTR,

$$\begin{aligned} W_{BTR} &= q_{BTR} \times s_g \\ &= 8,29 \times 1,85 \\ &= 15,34 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban BGT

Beban BTR merupakan beban merata di sepanjang bentang jembatan, sedangkan beban BGT adalah beban terpusat yang diletakkan sedemikian rupa sehingga memberikan efek terbesar. Untuk jembatan bentang sederhana, beban BGT diletakkan di tengah bentang. Berdasarkan SNI Pembebanan Jembatan Pasal 8.3.1, beban BGT bernilai 49 kN/m. Dengan demikian beban BGT pada balok adalah sebesar:

Beban terpusat BGT,

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= 49 \times s_g \\ &= 49 \times 1,85 \\ &= 90,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI Pembebanan Jembatan 2016 Pasal 8.6, beban BGT harus memperhitungkan pengaruh beban dinamis kendaraan, sehingga beban BGT diperbesar dengan suatu faktor beban dinamis (FBD) yang pada kasus ini BGT diperbesar 40% sehingga:

$$FBD = 0,4$$

$$\begin{aligned} W_{BGT} &= P_{BGT} \times (1 + FBD) \\ &= 90,65 \times (1 + 0,4) \\ &= 126,91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{LL\_BTR} = \frac{1}{8} \times W_{BTR} \times L_b^2 = 2430,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{LL\_BGT} = \frac{1}{4} \times W_{BGT} \times L_b = 1129,50 \text{ kN.m}$$

Gaya geser tak terfaktor akibat beban D adalah:

$$V_{LL\_BTR} = \frac{1}{2} \times W_{BTR} \times L_b = 273,06 \text{ kN}$$

$$V_{LL\_BGT} = \frac{1}{2} \times W_{BGT} = 63,46 \text{ kN}$$

b. Beban Rem ( $T_B$ )

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1.80 m di atas permukaan lantai jembatan.

Jumlah lajur,  $n_L = 2$

Jumlah gelagar,  $n_g = 5$

Lebar jalan raya,  $W_r = 7000 \text{ mm}$

Beban satu truk rencana,  $P_T = 500 \text{ kN}$

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

1) 25% dari berat gandar truk desain

Untuk mendapatkan pengaruh maksimum gunakan nilai berat gandar terbesar, pada perhitungan ini digunakan gandar belakang:

Berat gandar truk desain,  $w_T = 225 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 TB_1 &= 25\% \times \frac{n_L \times W_T}{n_g} \\
 &= 25\% \times \frac{2 \times 225}{5} \\
 &= 22,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

$$\text{Beban terbagi rata, } q_{BTR} = 8,29 \text{ kN/m}^2$$

Beban BTR yang bekerja disemua lajur,

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= q_{BTR} \times W_r \times L_b \\
 &= 8,29 \times 7 \times 35,6 \\
 &= 2066,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 TB_2 &= 5\% \times \left( \frac{P_T \times n_L + P_{BTR}}{n_g} \right) \\
 &= 5\% \times \left( \frac{500 \times 2 + 2066,4}{5} \right) \\
 &= 30,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi beban rem yang menentukan adalah akibat kondisi 2 yaitu sebesar 30,66 kN. Sehingga gaya momen akibat beban rem kendaraan dapat di hitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap garis netral, } y &= 1800 + t_a + y_{tcg} \\
 &= 1800 + 100 + 698,4 \\
 &= 2,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban momen akibat gaya rem, } W_{TB} &= TB \times y \\
 &= 30,66 \times 2,6 \\
 &= 79,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Adapun gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin adalah:

$$M_{AL\_EWS} = \frac{1}{2} \times W_{TB} = 39,84 \text{ kN.m}$$

$$V_{AL\_EWS} = \frac{W_{TB}}{L_b} = 2,24 \text{ kN}$$

3. Perhitungan beban tak terfaktor akibat pejalan kaki ( $T_p$ )

Berdasarkan SNI 1725:2016, Untuk trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600mm, maka beban pejalan kaki sebesar 5 kPa harus diterapkan di sepanjang trotoar. Data yang diperlukan untuk menentukan beban pejalan kaki adalah sebagai berikut.

Panjang jembatan,	$L_b$	= 35,6 m
Jumlah trotoar,	$n_{tr}$	= 2
Jumlah gelagar,	$n_g$	= 5
Lebar trotoar,	$b_{tr}$	= 1000 mm
Beban pejalan kaki,	$T_p$	= 5 kN/m <sup>2</sup>
Beban pejalan kaki,	$T_p$	= $T_p \times b_{tr} \times n_{tr}$
		= $5 \times 1 \times 2$
		= 10 kN/m

Beban pejalan kaki sebesar 10 kN/m diterapkan di sepanjang bentang jembatan sebagai beban merata pada lokasi trotoar jembatan. Jika digunakan metode analisis pendekatan, maka beban pejalan kaki yang bekerja pada suatu gelagar harus dibagi dengan jumlah gelagar.

$$\begin{aligned} \text{Beban pejalan kaki tiap gelagar, } W_{TP} &= \frac{T_p}{n_g} \\ &= \frac{10}{5} \\ &= 2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen tak terfaktor akibat beban pejalan kaki adalah,

$$M_{LL\_TP} = \frac{1}{8} \times W_{TP} \times L_b^2 = 316,84 \text{ kN.m}$$

Gaya geser tak terfaktor akibat beban pejalan kaki adalah,

$$V_{LL\_BTR} = \frac{1}{2} \times W_{TP} \times L_b = 35,6 \text{ kN}$$



#### 4. Perhitungan beban tak terfaktor akibat beban aksi lingkungan

##### a. Beban angin struktur ( $E_{ws}$ )

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 9.6.2, gaya tekanan angin vertikal ditinjau hanya untuk keadaan batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan. Sehingga pada kasus jembatan berikut, gaya angin vertikal tidak diperhitungkan karena dalam analisisnya hanya memperhitungkan kombinasi Kuat I, Layan I dan Layan III. Untuk menghitung beban angin struktur suatu jembatan, data yang diperlukan adalah elevasi jembatan dari permukaan tanah dan kecepatan angin pada elevasi tersebut.

Hitung kecepatan angin rencana pada elevasi rencana:

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

Nilai kecepatan gesekan angin ( $V_0$ ) dan panjang gesekan di hulu jembatan ( $Z_0$ ) dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.8 Nilai Kecepatan Gesekan Angin ( $V_0$ ) dan Panjang Gesekan ( $Z_0$ )**

Kondisi	Lahan terbuka	Sub urban	Kota
$V_0$	13,2	17,6	19,3
$Z_0$	70	1000	2500

Lokasi pembangunan jembatan tergolong daerah sub urban sehingga,

Kecepatan gesekan angin,  $V_0 = 17,6$  kph

Panjang gesekan di hulu jembatan,  $Z_0 = 1000$  mm

Elevasi struktur dari permukaan tanah,  $Z = 7200$  mm

Kecepatan angin rencana,  $V_b = 126$  kph

Kecepatan angin pada elevasi  $V_{10} = 126$  kph

1000 mm di atas permukaan tanah,

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$V_{DZ} = 2,5 \times 17,6 \left( \frac{126}{126} \right) \ln \left( \frac{7200}{1000} \right)$$

$$V_{DZ} = 86,86 \text{ kph}$$

Hitung beban tekanan angin ( $P_b$ )

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Struktur jembatan adalah gelagar I pratekan sehingga nilai  $P_b$  diambil 0,0024 MPa.

Tekanan angin dasar,  $P_b = 0,0024 \text{ MPa}$

Tinggi gelagar,  $h_g = 2100 \text{ mm}$

Tinggi *barrier*,  $h_{br} = 1200 \text{ mm}$

Tinggi pelat jembatan,  $h_s = 250 \text{ mm}$

Tinggi struktur,  $h = 3550 \text{ mm}$

Panjang bentang jembatan,  $L_b = 35600 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} P_{DH} &= P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \left( \frac{86,86}{126} \right)^2 \\ &= 0,0011 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga nilai beban angin pada struktur gelagar jembatan adalah sebagai berikut.

$$E_{WSH} = P_{DH} \times h \times L_b$$

$$E_{WSH} = 0,0011 \times 3,55 \times 35,6$$

$$E_{WSH} = 144,14 \text{ kN}$$

Gaya tekan angin per mm panjang jembatan,

$$P_H = \frac{E_{WS}}{L_b} = 4,04 \text{ N/mm}$$

Total beban angin tidak boleh kurang dari 4,4 N/mm, sehingga digunakan:

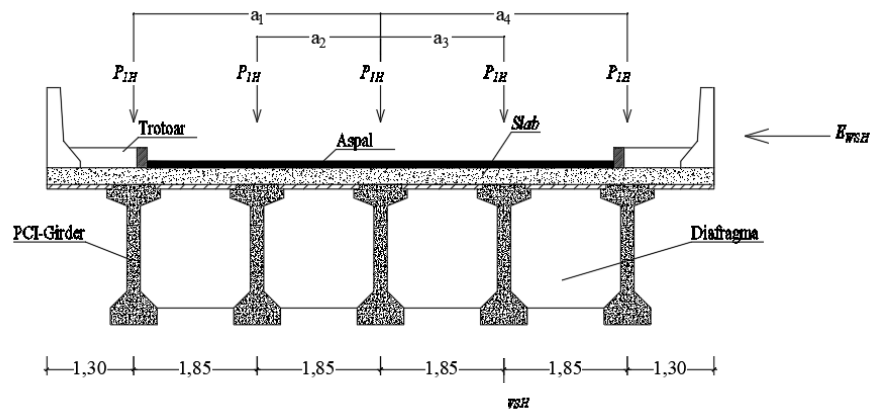
$$P_H = 4,4 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} E_{WSH} &= P_H \times L_b \\ &= 4,4 \times 35600 \\ &= 156640 \text{ N} \end{aligned}$$

Momen guling akibat gaya angin horizontal,

$$M_{EWS\_H} = 0,5 \times h \times E_{WSH} = 278,04 \text{ kNm}$$

Beban angin didistribusikan secara memanjang pada girder yang dinotasikan sebagai ( $P_{1H}$ ) seperti pada Gambar 5.23 berikut.



**Gambar 5.25 Distribusi Beban Angin Struktur (EWS)**

Sehingga gaya angin tekan pada gelagar dapat ditentukan sebagai berikut.

**Tabel 5.9 Statis Momen Distribusi Gaya Angin**

$P_i$	$a_i$ (m)	$a_i^2$ (m <sup>2</sup> )
P1	3,7	13,69
P2	1,85	3,4225
P3	1,85	3,4225
P4	3,7	13,69
Total		34,225

Dengan menggunakan persamaan berikut, ditentukan nilai gaya angin

tekan  $P_{1H}$  pada titik terjauh atau bernilai maksimum.

$$P_{1H} = \frac{a_i}{\sum a_i^2} \times M_{EWS\_H}$$

$$= \frac{3,7}{34,225} \times 278,04$$

$$= 30,06 \text{ kN}$$

Sehingga beban merata angin pada gelagar,

$$W_{EWS} = \frac{P_{1H}}{L_b}$$

$$= \frac{30,06}{35,6}$$

$$= 0,84 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin adalah:

$$M_{AL\_EWS} = \frac{1}{8} \times W_{EWS} \times L_b^2 = 133,76 \text{ kN.m}$$

$$V_{AL\_EWS} = \frac{1}{2} \times W_{BTR} \times L_b = 15,03 \text{ kN}$$

b. Beban angin kendaraan (EWL)

Beban angin kendaraan diterapkan tegak lurus terhadap arah beban kendaraan dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Tekanan angin diterapkan sebagai beban merata yaitu sebesar 1,46 kN/m.

Tekanan angin rencana,  $T_{EWL} = 1,46 \text{ kN/m}$

Titik Tangkap,  $y = 1,8 \text{ m}$

Jarak roda,  $x = 1,75 \text{ m}$

Panjang bentang jembatan,  $L_b = 35,6 \text{ m}$

Sehingga beban merata angin kendaraan pada gelagar,

$$W_{EWL} = \frac{T_{EWL} \times y}{x}$$

$$= \frac{1,46 \times 1,8}{1,75}$$

$$= 1,5 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin adalah sebagai berikut,

$$M_{AL\_EWL} = \frac{1}{8} \times W_{EWS} \times L_b^2 = 237,90 \text{ kN.m}$$

$$V_{AL\_EWL} = \frac{1}{2} \times W_{BTR} \times L_b = 26,73 \text{ kN}$$

### 5. Kombinasi Pembebanan

Dari hasil perhitungan momen dan gaya geser akibat beban yang bekerja pada gelagar tak terfaktor, didapatkan rekapitulasi sebagai berikut.

**Tabel 5.10 Rekapitulasi Momen Akibat Beban Tak Terfaktor**

Jenis Berat	Berat	Keterangan dan Satuan	Jenis Momen	Momen
				kNm
$W_s$	11,56	Beban merata, kN/m	$M_{MS\_S}$	1831,73
$W_g$	18,74	Beban merata, kN/m	$M_{MS\_G}$	2968,39
$W_{rcp}$	2,19	Beban merata, kN/m	$M_{MS\_RCP}$	346,54
$W_{dp}$	2,91	Beban merata, kN/m	$M_{MS\_DP}$	461,02
$W_{br}$	2,09	Beban merata, kN/m	$M_{MA\_BR}$	331,10
$W_{tr}$	4,50	Beban merata, kN/m	$M_{MA\_TR}$	712,89
$W_a$	4,07	Beban merata, kN/m	$M_{MA\_A}$	644,77
$W_h$	0,91	Beban merata, kN/m	$M_{MA\_H}$	143,61
$W_{BGT}$	126,91	Beban terpusat, kN	$M_{LL\_BGT}$	1129,50
$W_{BTR}$	15,34	Beban merata, kN/m	$M_{LL\_BTR}$	2430,23
$W_{TB}$	79,68	Beban momen, kNm	$M_{LL\_TB}$	39,84
$W_{TP}$	2	Beban merata, kN/m	$M_{LL\_TP}$	316,84
$W_{EWS}$	0,84	Beban merata, kN/m	$M_{AL\_EWS}$	133,76
$W_{EWL}$	1,50	Beban merata, kN/m	$M_{AL\_EWL}$	237,90

**Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Geser Akibat Beban Tak Terfaktor**

Jenis Berat	Berat	Keterangan dan Satuan	Jenis Gaya Geser	Gaya Geser
				Kn
$W_s$	11,56	Beban merata, kN/m	$V_{MS\_S}$	205,81
$W_g$	18,74	Beban merata, kN/m	$V_{MS\_G}$	333,53
$W_{rcp}$	2,19	Beban merata, kN/m	$V_{MS\_RCP}$	38,94
$W_{dp}$	2,91	Beban merata, kN/m	$V_{MS\_DP}$	51,80
$W_{br}$	2,09	Beban merata, kN/m	$V_{MA\_BR}$	37,20
$W_{tr}$	4,50	Beban merata, kN/m	$V_{MA\_TR}$	80,10
$W_a$	4,07	Beban merata, kN/m	$V_{MA\_A}$	72,45
$W_h$	0,91	Beban merata, kN/m	$V_{MA\_H}$	16,14
$W_{BGT}$	126,91	Beban terpusat, kN	$V_{LL\_BGT}$	63,46
$W_{BTR}$	15,34	Beban merata, kN/m	$V_{LL\_BTR}$	273,06
$W_{TB}$	79,68	Beban momen, kNm	$V_{LL\_TB}$	2,24
$W_{TP}$	2	Beban merata, kN/m	$V_{LL\_TP}$	35,6
$W_{EWS}$	0,84	Beban merata, kN/m	$V_{AL\_EWS}$	15,03
$W_{EWL}$	1,50	Beban merata, kN/m	$V_{AL\_EWL}$	26,73

Dari gaya geser dan momen yang didapatkan, dilakukan penghitungan kombinasi beban sesuai kebutuhan, dimana pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, digunakan kombinasi Kuat I, Daya Layan I, dan Daya Layan III. Adapun hasil perhitungan kombinasi tersebut dapat dilihat pada Tabel dibawah ini.

**Tabel 5.12 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Kuat I**

Jenis Momen	Momen kNm	Jenis Gaya Geser	Gaya Geser Kn	Faktor Beban	$M_u$	$V_u$
					kNm	kN
$M_{MS\_S}$	1831,73	$V_{MS\_S}$	205,81	1,3	2381,25	267,56
$M_{MS\_G}$	2968,39	$V_{MS\_G}$	333,53	1,2	3562,07	400,23
$M_{MS\_RCP}$	346,54	$V_{MS\_RCP}$	38,94	1,2	415,85	46,73
$M_{MS\_DP}$	461,02	$V_{MS\_DP}$	51,80	1,3	599,33	67,34
$M_{MA\_BR}$	331,10	$V_{MA\_BR}$	37,20	2	662,20	74,40
$M_{MA\_TR}$	712,89	$V_{MA\_TR}$	80,10	2	1425,78	160,20
$M_{MA\_A}$	644,77	$V_{MA\_A}$	72,45	2	1289,54	144,89
$M_{MA\_H}$	143,61	$V_{MA\_H}$	16,14	2	287,22	32,27
$M_{LL\_BGT}$	1129,50	$V_{LL\_BGT}$	63,46	1,8	2033,10	114,22
$M_{LL\_BTR}$	2430,23	$V_{LL\_BTR}$	273,06	1,8	4374,42	491,51
$M_{LL\_TB}$	39,84	$V_{LL\_TB}$	2,24	1,8	71,71	4,03
$M_{LL\_TP}$	316,84	$V_{LL\_TP}$	35,6	1,8	507,31	64,08
$M_{AL\_EWS}$	133,76	$V_{AL\_EWS}$	15,03	0	0,00	0,00
$M_{AL\_EWL}$	237,90	$V_{AL\_EWL}$	26,73	0	0,00	0,00
Jumlah					17672,77	1867,46

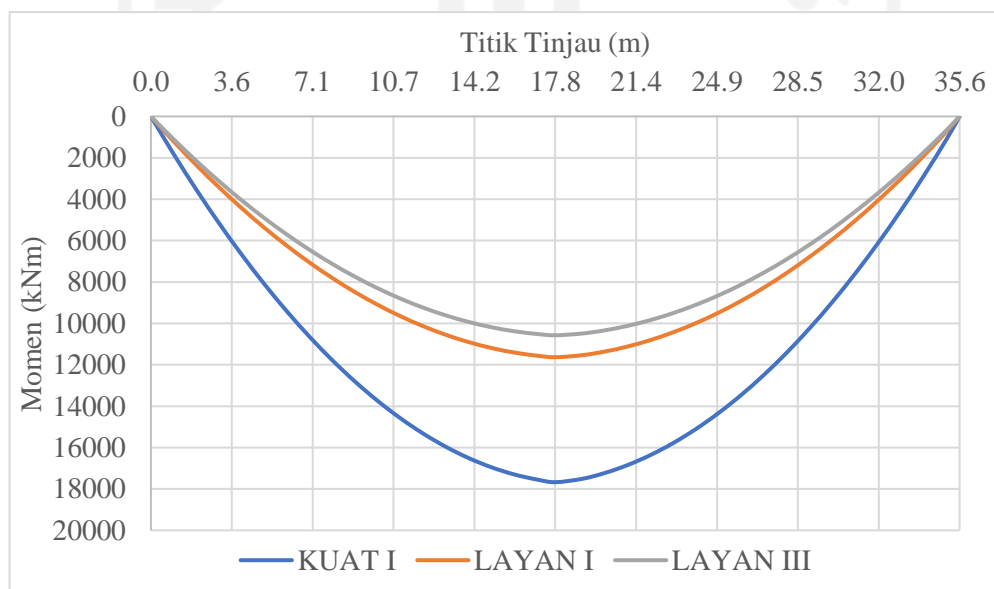
**Tabel 5.13 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Daya Layan I**

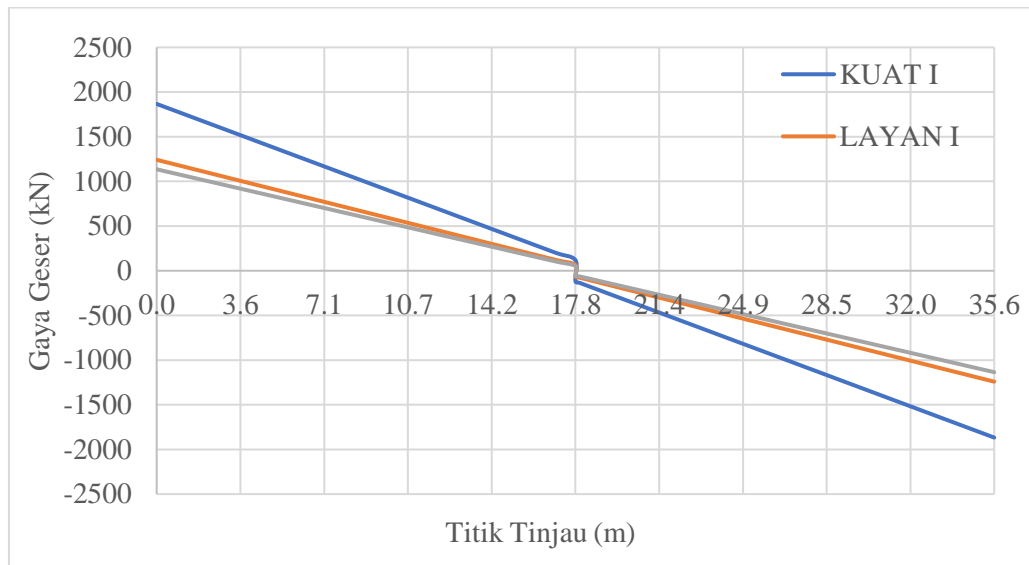
Jenis Momen	Momen kNm	Jenis Gaya Geser	Gaya Geser Kn	Faktor Beban	$M_u$	$V_u$
					kNm	kN
$M_{MS\_S}$	1831,73	$V_{MS\_S}$	205,81	1	1831,73	205,81
$M_{MS\_G}$	2968,39	$V_{MS\_G}$	333,53	1	2968,39	333,53
$M_{MS\_RCP}$	346,54	$V_{MS\_RCP}$	38,94	1	346,54	38,94
$M_{MS\_DP}$	461,02	$V_{MS\_DP}$	51,80	1	461,02	51,80
$M_{MA\_BR}$	331,10	$V_{MA\_BR}$	37,20	1	331,10	37,20
$M_{MA\_TR}$	712,89	$V_{MA\_TR}$	80,10	1	712,89	80,10
$M_{MA\_A}$	644,77	$V_{MA\_A}$	72,45	1	644,77	72,45
$M_{MA\_H}$	143,61	$V_{MA\_H}$	16,14	1	143,61	16,14
$M_{LL\_BGT}$	1129,50	$V_{LL\_BGT}$	63,46	1	1129,50	63,46
$M_{LL\_BTR}$	2430,23	$V_{LL\_BTR}$	273,06	1	2430,23	273,06
$M_{LL\_TB}$	39,84	$V_{LL\_TB}$	2,24	1	39,84	2,24
$M_{LL\_TP}$	316,84	$V_{LL\_TP}$	35,6	1	316,84	35,6
$M_{AL\_EWS}$	133,76	$V_{AL\_EWS}$	15,03	0,3	40,13	4,51
$M_{AL\_EWL}$	237,90	$V_{AL\_EWL}$	26,73	1	237,90	26,73
Jumlah					11634,5	1241,535

**Tabel 5.14 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Kombinasi Daya Layan III**

Jenis Momen	Momen	Jenis Gaya Geser	Gaya Geser	Faktor Beban	M <sub>u</sub>	V <sub>u</sub>
	kNm		Kn		kNm	kN
M <sub>MS_S</sub>	1831,73	V <sub>MS_S</sub>	205,81	1	1831,73	205,81
M <sub>MS_G</sub>	2968,39	V <sub>MS_G</sub>	333,53	1	2968,39	333,53
M <sub>MS_RCP</sub>	346,54	V <sub>MS_RCP</sub>	38,94	1	346,54	38,94
M <sub>MS_DP</sub>	461,02	V <sub>MS_DP</sub>	51,80	1	461,02	51,80
M <sub>MA_BR</sub>	331,10	V <sub>MA_BR</sub>	37,20	1	331,10	37,20
M <sub>MA_TR</sub>	712,89	V <sub>MA_TR</sub>	80,10	1	712,89	80,10
M <sub>MA_A</sub>	644,77	V <sub>MA_A</sub>	72,45	1	644,77	72,45
M <sub>MA_H</sub>	143,61	V <sub>MA_H</sub>	16,14	1	143,61	16,14
M <sub>LL_BGT</sub>	1129,50	V <sub>LL_BGT</sub>	63,46	0,8	903,60	50,76
M <sub>LL_BTR</sub>	2430,23	V <sub>LL_BTR</sub>	273,06	0,8	1944,19	218,45
M <sub>LL_TB</sub>	39,84	V <sub>LL_TB</sub>	2,24	0,8	31,87	1,79
M <sub>LL_TP</sub>	316,84	V <sub>LL_TP</sub>	35,6	0,8	253,47	28,48
M <sub>AL_EWS</sub>	133,76	V <sub>AL_EWS</sub>	15,03	0	0,00	0,00
M <sub>AL_EWL</sub>	237,90	V <sub>AL_EWL</sub>	26,73	0	0,00	0,00
Jumlah					10573,18	1135,44

Dari perhitungan kombinasi beban tersebut didapatkan grafik momen dan gaya geser sebagai berikut.

**Gambar 5.26 Grafik Momen Akibat Kombinasi**



**Gambar 5.27 Grafik Gaya Geser Akibat Kombinasi**

### 5.3.3 Penentuan Jumlah Tendon

#### 1. Perkiraan gaya prategang dan luas tendon yang diperlukan

Jumlah kawat baja prategang yang diperlukan umumnya ditentukan berdasarkan tegangan tarik pada serat bawah gelagar akibat kombinasi pembebanan Layan Daya III dimana besarnya tegangan tarik pada sisi bawah tersebut akibat kombinasi beban layan III adalah:

$$\begin{aligned}
 f_{bserv} &= \frac{(M_{MS\_S} + M_{MS\_D} + M_{MS\_G} + M_{MS\_RC})y_b}{I_g} + \\
 &\quad \frac{(M_{MA\_A} + M_{MA\_B} + M_{MA\_H})y_{bcg}}{I_{cg}} + \frac{0,8M_{LL} \times y_{bcg}}{I_{cg}} \\
 &= \frac{(1831,73 + 2968,39 + 346,54 + 461,02) \times 1008 \times 10^9}{410870326130,38} + \\
 &\quad \frac{(644,77 + 331,1 + 143,61 + 712,89) \times 1401,59 \times 10^9}{771729461338,41} + \\
 &\quad \frac{(0,8(1129,5 + 2430,23 + 39,37 + 316,84)) \times 1401,59 \times 10^9}{771729461338,41} \\
 f_{bserv} &= 22,78 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

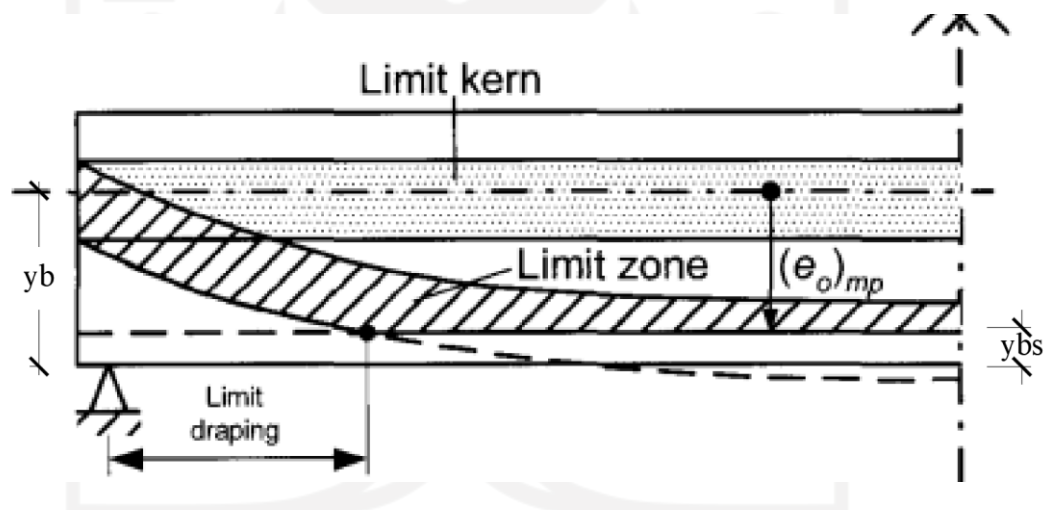


$$\begin{aligned} \text{Tegangan izin saat kondisi beban servis, } f_{tallow\text{servis}} &= 0,5\sqrt{f'_{cg}} \\ &= 0,5\sqrt{50} = 3,53 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dengan demikian, besar tegangan pratekan yang dibutuhkan,  $f_{pb}$ , pada bagian bawah gelagar adalah:

$$\begin{aligned} f_{pb} &= f_{bserv} - f_{tallow\text{servis}} \\ &= 22,78 - 3,53 \\ &= 19,24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lokasi titik pusat gaya prategang diasumsikan sekitar 5% - 15% dari tinggi gelagar yang diukur mulai sisi bawah gelagar. Sehingga terdapat eksentrisitas yaitu jarak pusat tendon ke sumbu netral gelagar. Dan pada kasus ini, dipilih sebesar 5%. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5. 28 Eksentrisitas Tendon**

$$\begin{aligned} \text{Jarak pusat penampang tendon} \quad y_{bs} &= 0,05 \times h_g \\ \text{prategang ke sisi terbawah gelagar,} &= 0,05 \times 2100 \\ &= 105 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dengan demikian, eksentrisitas pada} \quad e_c &= y_b - y_{bs} \\ \text{tengah bentang,} &= 1008 - 105 \\ &= 903 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan pada dasar gelagar akibat gaya prategang ( $P_i$ ), bisa ditentukan dengan persamaan berikut,

$$f_{pb} = \frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \times e_c}{S_b}$$

Gaya prategang diperlukan,

$$\begin{aligned} P_e &= \frac{f_{pb} \times A_g \times S_b}{S_b + e_c \times A_g} \\ &= \frac{19,24 \times 749500 \times 407602796,48}{407602796,48 + 903 \times 749500} \times 10^{-3} \\ &= 5420,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diasumsikan kehilangan prategang sebesar 25 % dan tegangan prategang awal adalah  $0,75 f_{pu}$ , sehingga prategang efektif adalah 50%.

$$losses = 25 \%$$

untuk perhitungan awal, nilai  $f_{pj}$  yang digunakan adalah  $f_{pj} = f_{pbt}$ , namun setelah jumlah strand diketahui, gunakan  $f_{pj}$  sebenarnya untuk perhitungan selanjutnya.

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang akhir di tiap} \\ \text{strand,} \end{aligned} \quad P_{pe\_strand} = A_{strand} \times f_{pbt} (1 - losses)$$

$$= 98,71 \times 1395 (1 - 25\%) \times 10^{-3}$$

$$= 103,28 \text{ kN}$$

Jumlah strand yang diperlukan,

$$n_{strand\_req} = \frac{P_e}{P_{pe\_strand}}$$

$$= \frac{5420,35}{103,28}$$

$$= 52,5 \text{ strand}$$

$$\text{Jumlah strand yang digunakan,} \quad n_{strand} = 65$$

Perlu diperhatikan bahwa penentuan jumlah kawat baja prategang awal dapat berbeda dengan jumlah kawat baja prategang akhir yang digunakan. Misalnya pada perancangan ini, jumlah kawat baja prategang awal yang diperlukan adalah 53, namun pada kondisi akhir digunakan 65 strand. Hal ini disebabkan oleh penentuan strand awal pada perancangan ini ditentukan berdasarkan kondisi di tengah bentang. Namun, pada jembatan gelagar pratekan segmental, sering kali perencanaan ditentukan oleh kondisi di sambungan,

dimana pada sambungan gelagar tidak boleh terjadi tegangan tarik sehingga jumlah strand akhir lebih banyak dari estimasi awal.

$$\begin{aligned} \text{Luas baja prategang yang digunakan, } A_{ps} &= A_{strand} \times n_{strand} \\ &= 98,71 \times 65 \\ &= 6416,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## 2. Posisi tendon

### a. Posisi tendon tengah bentang

**Tabel 5.15 Posisi Tendon Pada Tengah Bentang**

Baris	Jumlah Tendon		Isi Strand Tiap Tendon		Jumlah Strand	
1	1	tendon	17	Strand	17	Strands
2	3	tendon	16	Strand	48	Strands
nt	4	tendon		ns	65	Strand

Jarak pusat penampang tendon 1 ke serat  
terbawah gelagar di tengah bentang,

$$c_1 = 250 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 2 ke serat  
terbawah gelagar di tengah bentang,

$$c_2 = 100 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 3 ke serat  
terbawah gelagar di tengah bentang,

$$c_3 = 100 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 4 ke serat  
terbawah gelagar di tengah bentang,

$$c_4 = 100 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tengah tendon 1 di tengah  
bentang,

$$\begin{aligned} e_{c1} &= y_b - c_1 = 758 \text{ mm} \\ &= 1008 - 250 \\ &= 758 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tengah tendon 2 di tengah  
bentang,

$$\begin{aligned} e_{c2} &= y_b - c_2 \\ &= 1008 - 100 \\ &= 908 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tengah tendon 3 di tengah  
bentang,

$$\begin{aligned} e_{c3} &= y_b - c_3 \\ &= 1008 - 100 \\ &= 908 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tengah tendon 4 di tengah  
bentang,

$$e_{c4} = y_b - c_4$$

$$= 1008 - 100$$

$$= 908 \text{ mm}$$

Luas tendon 1,

$$A_{ps1} = 17 \times A_{strand}$$

$$= 17 \times 98,71$$

$$= 1678,07 \text{ mm}^2$$

Luas tendon 2,

$$A_{ps2} = 16 \times A_{strand}$$

$$= 16 \times 98,71$$

$$= 1579,36 \text{ mm}^2$$

Luas tendon 3,

$$A_{ps2} = 16 \times A_{strand}$$

$$= 16 \times 98,71$$

$$= 1579,36 \text{ mm}^2$$

Luas tendon 4,

$$A_{ps2} = 16 \times A_{strand}$$

$$= 16 \times 98,71$$

$$= 1579,36 \text{ mm}^2$$

Luas total tendon:

$$A_{pstot} = 6416,15 \text{ mm}^2$$

Eksentrisitas rata-rata tendon di tengah bentang:

$$e_{mid} = \frac{A_{ps1} \times e_{c1} + A_{ps2} \times e_{c2} + A_{ps3} \times e_{c3} + A_{ps4} \times e_{c4}}{A_{pstot}}$$

$$= \frac{1678,07 \times 758 + 1579,36 \times 908 + 1579,36 \times 908 + 1579,36 \times 908}{6416,15}$$

$$= 868,79 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang:

$$y_{mid} = \frac{A_{ps1} \times c_1 + A_{ps2} \times c_2 + A_{ps3} \times c_3 + A_{ps4} \times c_4}{A_{pstot}}$$

$$= \frac{1678,07 \times 250 + 1579,36 \times 100 + 1579,36 \times 100 + 1579,36 \times 100}{6416,15}$$

$$= 139,23 \text{ mm}$$

Pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar ( $y_{mid}$ ) masih dalam zona tendon diizinkan, dimana terletak di atas  $y_{bs}$  (asumsi awal).

b. Posisi tendon pada ujung bentang

**Tabel 5.16 Posisi Tendon Pada Ujung Bentang**

Baris	Jumlah Tendon		Isi Strand Tiap Tendon		Jumlah Strand	
1	1	Tendon	17	Strand	17	Strands
2	1	Tendon	16	Strand	16	Strands
3	1	Tendon	16	Strand	16	Strands
4	1	Tendon	16	Strand	16	Strands
nt	4	Tendon		ns	65	Strands

Jarak pusat penampang tendon 1 ke serat  
terbawah gelagar di tumpuan,

$$c_{e1} = 1800 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 2 ke serat  
terbawah gelagar di tumpuan,

$$c_{e2} = 1250 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 3 ke serat  
terbawah gelagar di tumpuan,

$$c_{e3} = 600 \text{ mm}$$

Jarak pusat penampang tendon 4 ke serat  
terbawah gelagar di tumpuan,

$$c_{e4} = 300 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tengah tendon 1 di  
tumpuan,

$$e_{pe1} = y_b - c_{e1} = -792 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tengah tendon 2 di  
tumpuan,

$$e_{pe2} = y_b - c_{e2} = -242 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tengah tendon 3 di  
tumpuan,

$$e_{pe3} = y_b - c_{e3} = 408 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tengah tendon 4 di  
tumpuan,

$$e_{pe4} = y_b - c_{e4} = 708 \text{ mm}$$

Jarak vertikal pusat penampang tendon 1  
di tumpuan ke pusat penampang tendon

$$e_{p1} = c_{e1} - c_1 = 1550 \text{ mm}$$

yang sama di tengah bentang gelagar,

$$\text{Jarak vertikal pusat penampang tendon 2} \quad e_{p2} = c_{e2} - c_2 = 1150 \text{ mm}$$

di tumpuan ke pusat penampang tendon

yang sama di tengah bentang gelagar,

$$\text{Jarak vertikal pusat penampang tendon 3} \quad e_{p3} = c_{e3} - c_3 = 500 \text{ mm}$$

di tumpuan ke pusat penampang tendon

yang sama di tengah bentang gelagar,

$$\text{Jarak vertikal pusat penampang tendon 4} \quad e_{p4} = c_{e4} - c_4 = 200 \text{ mm}$$

di tumpuan ke pusat penampang tendon

yang sama di tengah bentang gelagar,

Eksentrisitas rata-rata tendon di tumpuan:

$$\begin{aligned} e_{end} &= \frac{A_{ps1} \times e_{pe1} + A_{ps2} \times e_{pe2} + A_{ps3} \times e_{pe3} + A_{ps4} \times e_{pe4}}{A_{ps\_tot}} \\ &= \frac{1678,07 \times -792 + 1579,36 \times -242 + 1579,36 \times 408 + 1579,36 \times 708}{6416,15} \\ &= 8,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tendon di tumpuan berada di bawah titik berat penampang di tumpuan dengan selisih yang kecil, sehingga formasi tendon pada tumpuan dapat digunakan.

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang:

$$\begin{aligned} y_{end} &= \frac{A_{ps1} \times c_{e1} + A_{ps2} \times c_{e2} + A_{ps3} \times c_{e2} + A_{ps4} \times c_{e3}}{A_{ps\_tot}} \\ &= \frac{1579,36 \times 1800 + 1579,36 \times 1250 + 1579,36 \times 600 + 1579,36 \times 300}{6416,15} \\ &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Penentuan sudut angkur

Sudut angkur pada tiap tendon dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\text{Panjang bentang jembatan,} \quad L = 35,6 \text{ m}$$

Persamaan linier tendon,

$$y = \frac{4 \times e_{pi} \times x}{L^2} \times (L - x)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 \times e_{pi} \times (L - 2x)}{L^2}$$

Untuk  $x = 0$  (angkur pada tumpuan) maka,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 \times e_{pi}}{L}$$

Persamaan sudut angkur,

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{dy}{dx}$$

Dengan menggunakan persamaan diatas, didapatkan nilai sudut angkur tiap tendon seperti pada tabel berikut.

**Tabel 5. 17 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur**

Nomer Tendon	Jumlah Strands	Diamater Selubung	$e_{pi}$ (m)	dy/dx	Sudut Angkur	
					$\alpha$	Radian (°)
1	17	84	1,550	0,174	0,1724	9,879
2	16	84	1,150	0,129	0,129	7,363
3	16	84	0,500	0,056	0,056	3,215
3	16	84	0,200	0,022	0,022	1,287

d. Penentuan tata letak dan *trace* tendon

Untuk penentuan letak tendon, terutama pada tiap sambungan dapat digunakan persamaan berikut.

Panjang bentang jembatan,  $L = 35,6$  m

Jarak vertikal pusat penampang tendon di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar,  $e_{p0} = e_{mid} = 0,869$  m

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang,

$$c_{e0} = y_b = 1008 \text{ mm}$$

Posisi tiap tendon,

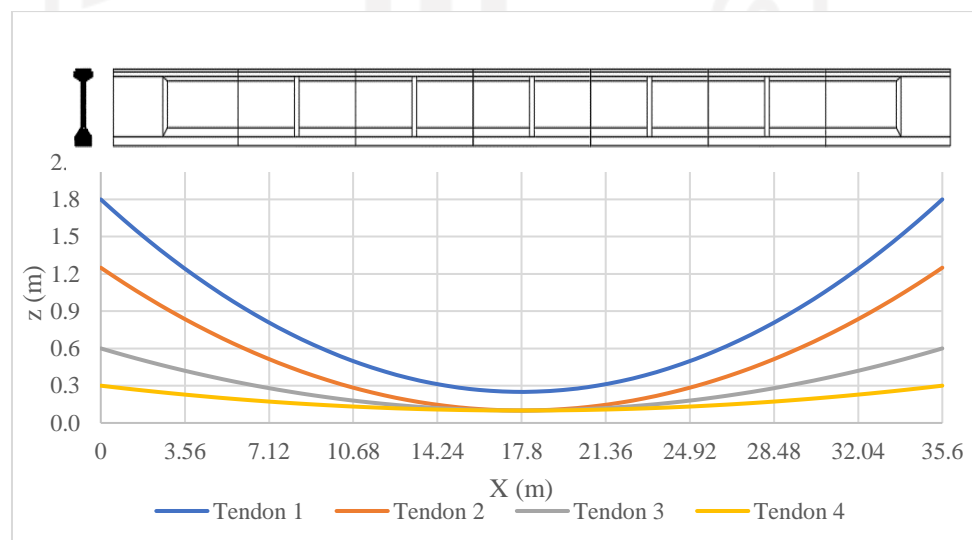
$$z_i = c_{ei} - \frac{4 \times e_{pi} \times x}{L^2} \times (L - x)$$

Dengan menggunakan persamaan diatas, didapatkan tata letak tiap tendon seperti pada tabel berikut.

**Tabel 5. 18 Rekapitulasi Perhitungan Trace dan Letak Tendon**

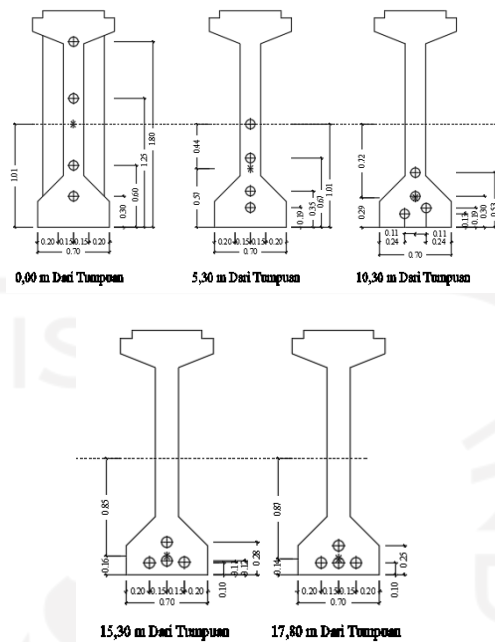
Jarak X (m)	Trace Z0 (m)	Posisi masing masing kabel			
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)
0,00	1,01	1,80	1,25	0,60	0,30
5,30	0,57	1,01	0,67	0,35	0,20
10,30	0,29	0,53	0,30	0,19	0,14
15,30	0,16	0,28	0,12	0,11	0,10
17,80	0,14	0,25	0,10	0,10	0,10
20,30	0,16	0,28	0,12	0,11	0,10
25,30	0,29	0,53	0,30	0,19	0,14
30,30	0,57	1,01	0,67	0,35	0,20
35,60	1,01	1,80	1,25	0,60	0,30

Dari perhitungan tersebut dapat diketahui letak tendon rencana yang dapat dilihat pada Gambar 5.29 dan Gambar 5.30 berikut.



**Gambar 5.29 Lintasan Tendon**





**Gambar 5.30 Posisi Tendon**

#### 5.3.4 Perhitungan Kehilangan Prategang

Kehilangan gaya prategang pada gelagar beton prategang terdiri dari kehilangan seketika dan kehilangan jangka panjang. Dimana kehilangan gaya prategang tersebut terjadi pada tiga fase yaitu, pada saat transfer, pada saat pengecoran dek, dan pada saat layan. Dimana jenis kehilangan gaya prategang pada tiap fase dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 19 Kehilangan Prategang Pada Gelagar Pascatarik**

Kehilangan Prategang (AASHTO LRFD Pasal 5.9.5)	Saat Transfer	Saat Transfer Hingga Pengecoran Dek	Saat Pengecoran Dek Hingga Waktu Akhir
Friksi	$\Delta f_{pF}$	-	-
Slip pada Tendon	$\Delta f_{pA}$	-	-
Perpendekan Elastis	$\Delta f_{pES}$	-	-
Susut pada Gelagar	-	$\Delta f_{pSR}$	$\Delta f_{pSD}$
Rangkak pada Gelagar	-	$\Delta f_{pCR}$	$\Delta f_{pCD}$
Relaksasi pada Baja Prategang	-	$\Delta f_{pR1}$	$\Delta f_{pR2}$
Susut pada Dek Saat Penampang Komposit	-	-	$\Delta f_{pSS}$

(Sumber : AASHTO LRFD, 2017)

### 1. Perhitungan karakteristik penampang transformasi

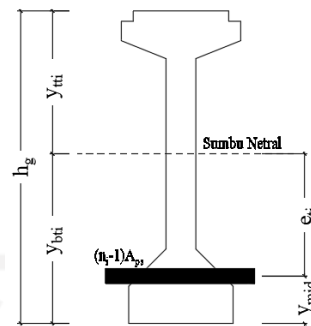
Pada tugas akhir ini, prosedur perhitungan kehilangan prategang jangka panjang dihitung dengan *refined method*. Apabila metode *refined method* digunakan, karakteristik penampang yang digunakan ditentukan berdasarkan transformasi penampang. Perhitungan karakteristik penampang gelagar dengan menggunakan konsep penampang transformasi adalah sebagai berikut.

#### b. Data gelagar nonkomposit saat transfer

$$\begin{aligned} \text{Rasio modulus elastisitas baja prategang} \quad n_i &= \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \\ \text{terhadap modulus elastisitas beton gelagar} &= \frac{197000}{29725,41} \\ \text{saat transfer,} &= 6,63 \\ \text{Luas penampang tendon transformasi} \quad A_{psi} &= (n_i - 1)A_{ps\_tot} \\ \text{saat transfer,} &= (6,63 - 1) \times 6416,15 \\ &= 36105,77 \text{ mm}^2 \\ \text{Jarak pusat penampang rata-rata tendon} \quad y_{mid} &= 139,23 \text{ mm} \\ \text{ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang,} & \end{aligned}$$

**Tabel 5.20 Perhitungan Inersia Gelagar Saat Transfer**

Penampang	Luas Penampang	Jarak thd alas	Statis momen	Jarak garis netral	Inersia	Inersia momen
	Ai	yi	Ai x yi	ycg	Ai x (yi-ybcg) <sup>2</sup>	I <sub>0</sub>
	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
Gelagar	749500,00	1008,02	755508333,33	968,09	1194925635,82	410870326130,38
Strand	36105,77	139,23	5027034,34	968,09	24804808968,66	
Total	785605,77		760535367,67		25999734604,48	410870326130,38



**Gambar 5.31 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Transfer**

Tinggi gelagar,  $h_g = 2100 \text{ mm}$

Momen inersia penampang gelagar gelagar nonkomposit saat transfer,

$$\begin{aligned} I_{ti} &= \sum I_0 + \sum A \times (y_i - y_{cg})^2 \\ &= 410870326130,38 + 25999734604,48 \\ &= 436870060734,862 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Luas penampang transformasi  $A_{gti} = 785605,77 \text{ mm}^2$   
gelagar nonkomposit saat transfer,

$$\begin{aligned} \text{Jarak sumbu netral ke serat terbawah } y_{bti} &= \frac{\sum A \times y}{\sum A} \\ \text{penampang gelagar nonkomposit} &= \frac{760535367,67}{785605,77} \\ \text{transformasi,} &= 968,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas } y_{tti} &= h_g - y_{bti} \\ \text{penampang gelagar nonkomposit} &= 2100 - 968,1 \\ \text{transformasi,} &= 1131,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas tendon rata-rata pada } e_{ii} &= y_{bti} - y_{mid} \\ \text{penampang gelagar nonkomposit} &= 968,1 - 139,23 \\ \text{transformasi di tengah bentang saat} &= 828,9 \text{ mm} \\ \text{transfer,} & \end{aligned}$$

$$\text{Modulus penampang serat bawah } S_{bti} = \frac{I_{ti}}{y_{bti}}$$

$$\text{gelagar nonkomposit saat transfer,} = \frac{436870060734,862}{968,1}$$

$$= 451271112,02 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus penampang serat atas } S_{ti} = \frac{I_{ti}}{y_{ti}}$$

$$\text{gelagar nonkomposit saat transfer,} = \frac{436870060734,862}{1131,9}$$

$$= 385957553,11 \text{ mm}^3$$

c. Data gelagar nonkomposit saat final

$$\text{Rasio modulus elastisitas baja prategang } n_f = \frac{E_{ps}}{E_{cg}} = 6,63$$

$$\text{terhadap modulus elastisitas beton gelagar} = \frac{197000}{33234,02}$$

$$\text{nonkomposit saat final,} = 5,93$$

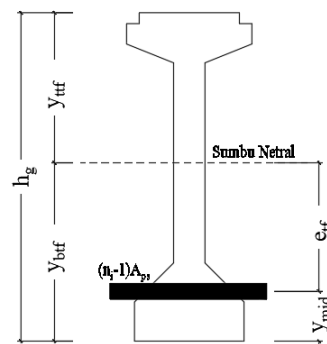
$$\text{Luas penampang baja prategang } A_{psf} = (n_f - 1)A_{ps\_tot}$$

$$\text{(tendon) transformasi saat final,} = (5,93 - 1) \times 6416,15$$

$$= 336105,77 \text{ mm}^2$$

**Tabel 5.21 Perhitungan Inersia Gelagar Saat Final Nonkomposit**

Penampang	Luas Penampang	Jarak thd alas	Statis momen	Jarak garis netral	Inersia	Inersia momen
	A <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	A <sub>i</sub> x y <sub>i</sub>	y <sub>cg</sub>	A <sub>i</sub> x (y <sub>i</sub> -y <sub>bcg</sub> ) <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
Gelagar	749500,00	1008,02	755508333,33	972,85	926821036,97	410870326130,38
Strand	31616,61	139,23	4402005,32	972,85	21971119173,13	
Total	781116,61		759910338,65		22897940210,10	410870326130,38



**Gambar 5.32 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Nonkomposit**

Tinggi gelagar,  $h_g = 2100 \text{ mm}$

Momen inersia penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final,

$$I_{yf} = \sum I_0 + \sum A \times (y_i - y_{cg})^2$$

$$= 410870326130,38 + 22897940210,10$$

$$= 433768266340,49 \text{ mm}^4$$

Luas penampang transformasi  $A_{gtf} = 781116,61 \text{ mm}^2$

gelagar nonkomposit saat final,

Jarak sumbu netral ke serat terbawah  $y_{btf} = \frac{\sum A \times y}{\sum A}$

penampang gelagar nonkomposit  $= \frac{759910338,65}{781116,61}$

transformasi saat final,  $= 972,9 \text{ mm}$

Jarak sumbu netral ke serat teratas  $y_{tif} = h_g - y_{btf}$

penampang gelagar nonkomposit  $= 2100 - 972,9$

transformasi saat final,  $= 1127,1 \text{ mm}$

Eksentrisitas tendon rata-rata pada  $e_{tf} = y_{btf} - y_{mid}$

penampang gelagar nonkomposit  $= 1127,1 - 139,23$

transformasi di tengah bentang saat  $= 833,6 \text{ mm}$

final,

$$\begin{aligned} \text{Modulus penampang serat bawah} \quad S_{btf} &= \frac{I_{tf}}{y_{btf}} \\ \text{penampang gelagar nonkomposit} &= \frac{433768266340,49}{972,9} \\ \text{transformasi saat final,} &= 445873127,00 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus penampang serat bawah} \quad S_{tff} &= \frac{I_{tf}}{y_{tff}} \\ \text{penampang gelagar nonkomposit} &= \frac{433768266340,49}{1127,1} \\ \text{transformasi saat final,} &= 384836782,74 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

d. Data gelagar komposit transformasi

$$\begin{aligned} \text{Rasio modulus elastisitas gelagar} \quad n_c &= \frac{E_{cg}}{E_{cd}} \\ \text{terhadap modulus elastisitas pelat} &= \frac{33234,02}{29725,41} \\ \text{saat final,} &= 1,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang sayap efektif} \quad b_{ec} &= \frac{s_g}{n_c} \\ \text{penampang komposit saat final,} &= \frac{1850}{1,3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 1433 \text{ mm} \\ \text{Luas penampang pelat pada} \quad A_d &= b_{ec} \times t_s \\ \text{komposit saat final,} &= 1433 \times 250 \\ &= 358250,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

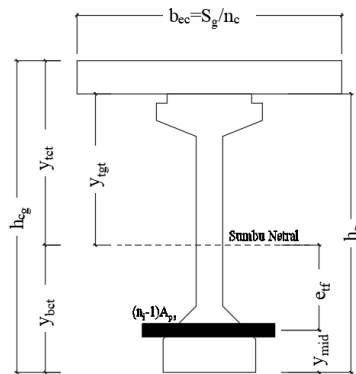
$$\begin{aligned} \text{Rasio modulus baja prategang} \quad n_t &= \frac{E_{ps}}{E_c} \\ \text{terhadap modulus elastisitas beton} &= \frac{197000}{33234,02} \\ \text{gelagar komposit saat final,} &= 5,93 \end{aligned}$$

$$\text{Luas penampang baja prategang} \quad A_{psc} = (n_t - 1)A_{ps\_tot}$$

$$\begin{aligned}
 (\text{tendon}) \text{ komposit saat final,} &= (5,93 - 1) \times 6416,15 \\
 &= 31616,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.22 Perhitungan Inersia Gelagar Saat Final Komposit**

Penampang	Luas Penampang	Jarak thd alas	Statis momen	Jarak garis netral	Inersia	Inersia momen
	Ai	yi	Ai x yi	ycg	Ai x (yi-ybcg) <sup>2</sup>	I <sub>0</sub>
	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
Gelagar	749500,00	1008,02	755508333,33	1366,56	96352985916,06	410870326130,38
Strand	31616,61	139,23	4402005,32	1366,56	47625586487,48	
Pelat	358250,96	2225,00	797108384,94	1366,56	263999553323,34	1865890414,19
Total	1139367,57		1557018723,59		407978125726,87	412736216544,57



**Gambar 5.33 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Komposit**

Tinggi gelagar,  $h_g = 2100 \text{ mm}$

Tinggi gelagar komposit,  $h_{cg} = 2350 \text{ mm}$

Momen inersia penampang gelagar komposit transformasi saat final,

$$\begin{aligned}
 I_{ct} &= \sum I_0 + \sum A \times (y_i - y_{cg})^2 \\
 &= 412736216544,57 + 407978125726,87 \\
 &= 820714342271,45 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Luas penampang transformasi  $A_{cgtf} = 1139367,57 \text{ mm}^2$

gelagar komposit saat final,

Jarak sumbu netral ke serat bawah  $y_{bct} = \frac{\sum A \times y}{\sum A}$

$$\begin{aligned}
 \text{penampang gelagar komposit} &= \frac{1557018723,59}{1139367,57} \\
 \text{transformasi saat final,} &= 1366,56 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas } y_{tct} &= h_{cg} - y_{bct} \\
 \text{penampang gelagar komposit} &= 2350 - 1366,56 \\
 \text{transformasi saat final,} &= 983,44 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas } y_{tgt} &= h_g - y_{bct} \\
 \text{penampang gelagar,} &= 2100 - 1366,56 \\
 &= 733,44 \text{ mm} \\
 \text{Eksentrisitas tendon rata-rata pada } e_{ct} &= y_{bct} - y_{mid} \\
 \text{penampang gelagar komposit} &= 1366,56 - 139,23 \\
 \text{transformasi di tengah bentang saat final,} &= 1227,3 \text{ mm} \\
 \text{Modulus penampang serat bawah } S_{bct} &= \frac{I_{ct}}{y_{bct}} \\
 \text{penampang gelagar komposit} &= \frac{820714342271,45}{1366,56} \\
 \text{transformasi saat final,} &= 600567798,92 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus penampang serat atas } S_{tct} &= \frac{I_{ct}}{y_{tct}} \\
 \text{penampang gelagar komposit} &= \frac{820714342271,45}{983,44} \\
 \text{transformasi saat final,} &= 1118999283,5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

## 2. Perhitungan kehilangan gaya prategang

### a. Kehilangan akibat gesekan

Kehilangan prategang akibat gesekan ditentukan dengan persamaan berikut ini.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \times (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

$$\alpha = \frac{2e_p}{L_p}$$



Dimana  $f_{pj}$  adalah tegangan baja prategang saat jacking, K adalah koefisien gesek *wobble* dan  $\mu$  adalah koefisien gesek kelengkungan, x adalah panjang tendon yang diukur dari ujung jacking ke titik yang ditinjau,  $\alpha$  adalah penjumlahan dari nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari jacking hingga ujung jacking, serta e adalah bilangan natural. Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan pada tendon dilakukan berdasarkan nilai rata-rata pada geometri.

Jarak vertikal pusat penampang tendon	$e_p$	$= y_{end} - y_{mid}$
rata-rata ditumpuan dengan pusat penampang		$= 1000 - 139,23$
tendon rata-rata di tengah bentang,		$= 860,77 \text{ mm}$
Tegangan baja prategang saat jacking	$f_j$	$= f_{pbt}$
		$= 1395 \text{ MPa}$
Koefisien gesek <i>wobble</i> ,	K	$= 0,00000066$
Koefisien gesek kelengkungan,	$\mu$	$= 0,25$
Bilangan natural,	e	$= 2,7$

Sehingga rekapitulasi perhitungan kehilangan prategang akibat gesek diperlihatkan pada Tabel di bawah ini.

**Tabel 5.23 Rekapitulasi Kehilangan Prategang Akibat Gesekan  
Angkur**

Segmen	$e_p$	$L_p$	$\alpha$	$\Sigma \alpha$	$\Sigma L_p$	Titik	$\Delta f_{pF}$	$f_{pj} - \Delta f_{pF}$
	mm	mm	radian	rad	mm		Mpa	Mpa
A	860,77	0,00	0,00	0,00	0,00	A	0,00	1395,00
AB	860,77	17800,00	0,10	0,10	17800,00	B	48,90	1346,10
BC	860,77	17800,00	0,10	0,19	35600,00	C	96,09	1298,91

Dari tabel di atas terlihat bahwa pada tengah bentang 17800 mm, tegangan akibat friksi didapatkan angka 1346,1 MPa, dengan demikian kehilangan prategang di tengah bentang adalah:

$$\Delta f_{pF} = 48,9 \text{ Mpa}$$

- b. Kehilangan akibat anchorage set

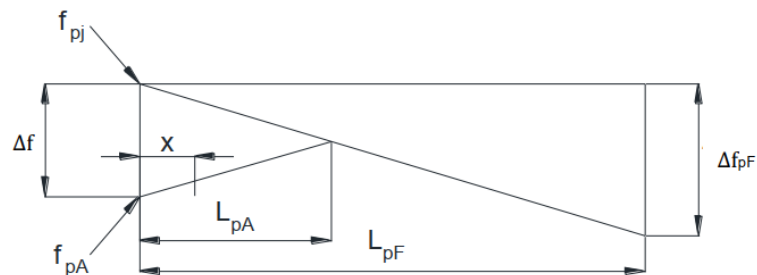
Kehilangan prategang akibat *anchorage set* dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \times \left(1 - \frac{x}{L_{pA}}\right)$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L) \times L_{pF}}{\Delta f_{pF}}}$$

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pA}}{L_{pF}}$$

Jika diterapkan dalam grafik, maka pola kehilangan prategang akibat *anchorage set* dan friksi adalah sebagai berikut:



**Gambar 5.34 Kehilangan Prategang Akibat Anchored set dan Friksi**

Nilai kehilangan prategang akibat *anchorage set* dihitung dan dirangkum pada tabel dan gambar di bawah ini:

Modulus elastisitas ankur,  $E_s = 200000$  MPa

Asumsi panjang slip tendon yang terjadi (AASHTO LRFD C.5.9.3.2.1),  $\Delta L = 9,525$  mm

Panjang kehilangan prategang akibat  $L_{pF} = L_b = 35600$  mm

friksi  $\Delta f_{pF}$ ,

Kehilangan prategang rata-rata akibat friksi,  $\Delta f_{pF} = 96,09$  MPa

akibat friksi,

Panjang rata-rata bagian gelagar yang dipengaruhi kehilangan prategang akibat pergeseran ankur pada tendon,

$$\begin{aligned}
 L_{pA} &= \sqrt{\frac{E(\Delta L) \times L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} \\
 &= \sqrt{\frac{200000(9,525) \times 35600}{96,09}} \\
 &= 26566,45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perubahan rata-rata tegangan akibat kehilangan prategang karena pergeseran angkur pada tendon,

$$\begin{aligned}
 \Delta f &= \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pA}}{L_{pF}} \\
 &= \frac{2 \times 96,09 \times 26566,45}{35600} \\
 &= 143,41 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga rekapitulasi perhitungan kehilangan prategang akibat pergeseran angkur diperlihatkan pada Tabel di bawah ini.

**Tabel 5.24 Kehilangan Prategang Akibat Pergeseran Angkur**

Lokasi		$\Delta f_{pA}$	$\Delta f_{pF}$	$\Delta f$
X/L	X			
	mm	MPa	MPa	MPa
0	0	143,414	1395,00	1251,59
0,1	3560	129,07	1386,81	1257,74
0,2	7120	114,73	1378,62	1263,89
0,3	10680	100,39	1370,44	1270,05
0,4	14240	86,05	1362,25	1276,20
0,5	17800	71,71	1354,06	1282,35
0,6	21360	57,37	1345,87	1288,51
0,7	24920	43,02	1337,68	1294,66
0,8	28480	28,68	1329,50	1300,81
0,9	32040	14,34	1321,31	1306,97
1	35600	0,00	1313,12	1313,12

Dari tabel di atas terlihat bahwa pada tengah bentang 17800 mm, tegangan akibat *anchorage set* didapatkan angka 1282,35 MPa, dengan demikian kehilangan prategang di tengah bentang adalah sebagai berikut.

$$\Delta f_{pA} = 71,71 \text{ MPa}$$

- c. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Jumlah tendon,  $N_{ps} = 4$

Momen akibat berat sendiri gelagar,  $M_{MS-G} = 2968,39 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan pada tendon saat transfer, } f_{pi1} &= f_{pbt} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA}) \\ &= 1395 - (48,9 + 71,71) \\ &= 1274,39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang awal, } P_i &= f_{pi1} \times (A_{ps\_tot}) \\ &= 1274,39 \times 6416,15 \\ &= 8176683,09 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan di beton pada pusat tendon saat angkur dilepas,

$$\begin{aligned} f_{cgp} &= \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \cdot e_{mid}^2}{I_g} - \frac{M_{MS-G} \cdot e_{mid}}{I_g} \\ &= \frac{8176683,09}{749500} + \frac{8176683,09 \times 139,23^2}{410870326130,38} - \frac{2968,39 \times 10^6 \times 139,23}{410870326130,38} \\ &= 19,65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan prategang, } \Delta f_{pES} &= \frac{N_{ps} - 1}{2 \cdot N_{ps}} \cdot \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot f_{cgp} \\ &= \frac{4 - 1}{2 \times 4} \times \frac{197000}{29725,41} \times 19,65 \\ &= 48,84 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### 3. Kehilangan saat transfer hingga pengecoran pelat

#### a. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

$$\text{Keliling penampang gelagar tengah, } K_{llg} = 6295,6 \text{ mm}$$

Luas permukaan total gelagar,

$$\begin{aligned} A_{surfg} &= K_{llg} \cdot L_b + 2 \cdot A_g \\ &= 6295,6 \times 35600 + 2 \times 749500 \\ &= 225622360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume gelagar, } V_g &= A_g \cdot L_b \\ &= 749500 \times 35600 \\ &= 26682200000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio volume terhadap luas permukaan, } r_{v_s} &= \frac{V_g}{A_{surf_g}} \\ &= \frac{26682200000}{225622360} \\ &= 118,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor pengaruh rasio volume terhadap luas permukaan komponen yang ditinjau ( $k_s \geq 1$ ):

$$\begin{aligned} k_s &= 1,45 - 0,0051 \cdot r_{v_s} \\ &= 1,45 - 0,0051 \times 118,26 \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_s &= 1 \\ \text{Kelembaban relatif, } H_r &= 85\% \\ \text{Umur gelagar saat transfer, } t_i &= 7 \text{ hari} \\ \text{Umur gelagar saat pengecoran pelat, } t_d &= 120 \text{ hari} \\ \text{Umur gelagar saat final (saat usia akhir rencana jembatan), } t_f &= 25550 \text{ hari} \\ \text{Faktor kelembaban untuk susut, } k_{hs} &= 2 - 0,014 \cdot H_r \\ &= 2 - 0,014 \times 85\% \\ &= 1,99 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor pengaruh kuat tekan beton, } k_f &= \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + f'_{cig}} \\ &= \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + 40} \\ &= 0,74 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perpanjangan waktu antara transfer dan pengecoran pelat, } t_{di} &= t_d - t_i = 113 \text{ hari} \end{aligned}$$

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan transfer adalah:

$$\begin{aligned}
 k_{t_{ddi}} &= \left[ \frac{t_{di}}{61 - 0,58 \left( \frac{f'_{cig}}{MPa} \right) + t_{di}} \right] \\
 &= \left[ \frac{113}{61 - 0,58 \left( \frac{40}{MPa} \right) + 113} \right] \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

Regangan susut gelagar antara waktu transfer dan pengecoran pelat,

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{bid} &= k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{t_{ddi}} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} \\
 &= 0,85 \times 1,88 \times 0,74 \times 0,75 \times 0,48 \times 10^{-3} \\
 &= 0,00045
 \end{aligned}$$

Faktor kelembaban untuk rangkai,  $k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H_r$

$$\begin{aligned}
 &= 1,56 - 0,008 \times 85\% \\
 &= 1,55
 \end{aligned}$$

Perpanjangan waktu antara transfer dan final,

$$\begin{aligned}
 t_{fi} &= t_f - t_i \\
 &= 25550 - 7 \\
 &= 25543 \text{ hari}
 \end{aligned}$$

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara final dan transfer adalah:

$$\begin{aligned}
 k_{t_{dfi}} &= \left[ \frac{t_{fi}}{61 - 0,58 \left( \frac{f'_{cig}}{MPa} \right) + t_{fi}} \right] \\
 &= \left[ \frac{25543}{61 - 0,58 \left( \frac{40}{MPa} \right) + 25543} \right] \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Koefisien rangkai gelagar saat waktu final karena pembebanan saat transfer,

$$\begin{aligned}
 \Psi_{t_{fii}} &= 1,9 \cdot k_s \cdot k_{nc} \cdot k_f \cdot k_{idfi} \cdot t_i^{-0,118} \\
 &= 1,9 \times 0,85 \times 1,55 \times 0,74 \times 1 \times 7^{-0,118} \\
 &= 1,5
 \end{aligned}$$

Koefisien penampang transformasi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja terlekat dalam penampang yang ditinjau untuk periode waktu antara transfer dan pengecoran pelat:

$$\begin{aligned}
 k_{id} &= \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left(1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g}\right) \cdot (1 + 0,7 \cdot \Psi_{t_{fii}})} \\
 &= \frac{1}{1 + \frac{197000}{29725,41} \times \frac{6416,15}{749500} \times \left(1 + \frac{749500 \times 868,79^2}{410870326130,38}\right) \times (1 + 0,7 \times 1,5)} \\
 &= 0,74
 \end{aligned}$$

Maka, kehilangan prategang akibat susut pada gelagar,

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pSR} &= \varepsilon_{bid} \cdot E_{ps} \cdot k_{id} \\
 &= 0,00045 \times 197000 \times 0,74 \\
 &= 65,61 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

b. Kehilangan prategang akibat rangkai pada gelagar

Kehilangan prategang akibat rangkai pada rentang waktu antara transfer dan pengecoran pelat ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \Psi_{idti} \cdot k_{id}$$

Nilai  $f_{cgp}$  ditentukan berdasarkan gaya prategang setelah transfer dan pengaruh momen akibat berat sendiri gelagar dengan properti penampang gelagar yang digunakan adalah properti penampang gelagar nonkomposit saat transfer yang ditransformasi.

Kehilangan tendon akibat relaksasi  $\Delta f_{pR1} = 8 \text{ MPa}$

tendon rentang waktu transfer hingga pengecoran pelat,

Tegangan saat setelah transfer pada strand:

$$\begin{aligned}
 f_{pi2} &= f_{pbt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pR1}) \\
 &= 1395 - (48,84 + 48,9 + 8) \\
 &= 1289,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang saat setelah transfer, } P_i &= f_{pi2} \times (A_{ps\_tot}) \\
 &= 1289,25 \times 6416,15 \\
 &= 8272042,64 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tegangan di beton pada level tendon saat setelah transfer:

$$\begin{aligned}
 f_{cgpi} &= \left| -\frac{P_i}{A_{gti}} - \frac{P_i \cdot e_{ti}}{I_{ti}} + \frac{M_{MS\_G} \cdot e_{ti}}{I_{ti}} \right| \\
 &= \left| -\frac{8272042,64}{781116,61} - \frac{8272042,64 \times 833,6}{433768266340,49} + \frac{2968,39 \times 10^6 \times 833,6}{433768266340,49} \right| \\
 &= 17,9 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Koefisien rangkai gelagar saat waktu transfer dan penempatan pelat karena pembebanan saat transfer:

$$\begin{aligned}
 \Psi_{tfii} &= 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{tdi} \cdot t_i^{-0,118} \\
 &= 1,9 \times 0,85 \times 1,55 \times 0,75 \times 1 \times 7^{-0,118} \\
 &= 1,11
 \end{aligned}$$

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat rangkai gelagar pada gelagar,

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pCR} &= \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot f_{cgpi} \cdot \Psi_{tdi} \cdot k_{id} \\
 &= \frac{197000}{29725,41} \times 17,9 \times 1,11 \times 0,74 \\
 &= 97,14 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c mengizinkan penggunaan nilai  $\Delta f_{pR1}$  sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

$$\Delta f_{pR1} = 8 \text{ MPa}$$

4. Kehilangan saat pengecoran pelat hingga final
  - a. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar



$$\begin{aligned}
 \text{Perpanjangan waktu antara pengecoran } t_{fd} &= t_f - t_d \\
 \text{pelat hingga final,} &= 25550 - 120 \\
 &= 25430 \text{ hari}
 \end{aligned}$$

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara final dan pengecoran pelat adalah:

$$\begin{aligned}
 k_{dfd} &= \left[ \frac{t_{fd}}{61 - 0,58 \left( \frac{f'_{cig}}{MPa} \right) + t_{fd}} \right] \\
 &= \left[ \frac{25430}{61 - 0,58 \left( \frac{40}{MPa} \right) + 25430} \right] \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

Regangan susut gelagar antara waktu final dan transfer adalah,

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{bif} &= k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{dfd} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} \\
 &= 0,85 \times 1,88 \times 0,74 \times 1 \times 0,48 \times 10^{-3} \\
 &= 0,0006
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Regangan susut gelagar antara waktu } \varepsilon_{bdf} &= \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid} \\
 \text{final dan pengecoran pelat,} &= 0,0006 - 0,00045 \\
 &= 0,00015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Eksentrisitas tendon pada penampang } e_{cg} &= y_{bcg} - y_{mid} \\
 \text{komposit,} &= 1401,6 - 139,23 \\
 &= 1262,36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Koefisien penampang transformasi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja terlekat dalam penampang yang ditinjau untuk periode waktu antara pengecoran pelat dan final.

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_{cg}} \cdot \left( 1 + \frac{A_{cg} \cdot e_{cg}^2}{I_{cg}} \right) \cdot (1 + 0,7 \cdot \Psi_{ffi})}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{197000}{29725,41} \times \frac{6416,15}{1107750,96} \times \left( 1 + \frac{1107750,96 \times 1262,36^2}{410870326130,4} \right)} \times (1 + 0,7 \times 1,5)$$

$$= 0,82$$

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat susut pada gelagar adalah:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} \cdot E_{ps} \cdot k_{df}$$

$$= 0,00015 \times 197000 \times 0,82$$

$$= 24,28 \text{ MPa}$$

b. Kehilangan prategang akibat rangkai pada gelagar

Koefisien rangkai gelagar waktu antara pengecoran pelat dan final,

$$\Psi_{tfd} = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{tfd} \cdot t_d^{-0,118}$$

$$= 1,9 \times 0,85 \times 1,55 \times 0,75 \times 1 \times 120^{-0,118}$$

$$= 1,06$$

Perubahan tegangan pada beton antara transfer dan pengecoran pelat karena kehilangan prategang, pengecoran pelat, dan beban mati tambahan. Dihitung dengan persamaan berikut.

$$\Delta f_{cd} = -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left( 1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g} \right) - \left( \frac{M_S \cdot e_{tf}}{I_{tf}} + \frac{M_A \cdot e_{ct}}{I_{ct}} \right)$$

Momen akibat berat pelat lantai, RC plate dan diafragma yang bekerja pada gelagar nonkomposit transformasi final:

$$M_S = M_{MS-S} + M_{MS-RCP} + M_{MS-D}$$

$$= 1831,73 + 346,54 + 461,02$$

$$= 2639,30 \text{ kNm}$$

Momen akibat berat aspal, trotoar, genangan dan barrier,

$$M_A = M_{MA-A} + M_{MA-H} + M_{MA-BR} + M_{MA-TR}$$

$$= 644,77 + 143,61 + 331,1 + 712,89$$

$$= 1832,36 \text{ kNm}$$

Sehingga perubahan tegangan pada beton antara transfer dan pengecoran pelat didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\Delta f_{cd} &= -(\Delta f_{psR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left( 1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g} \right) - \left( \frac{M_S \cdot e_{tf}}{I_{tf}} + \frac{M_A \cdot e_{ct}}{I_{ct}} \right) \\
&= -(65,6 + 97,14 + 8) \times \frac{6416,15}{749500} \times \left( 1 + \frac{749500 \times 868,79^2}{410870326130,38} \right) \\
&\quad - \left( \frac{2639,30 \times 833,6}{433768266340,49} + \frac{1832,36 \times 1227,3}{820714342271,45} \right) \\
&= -11,29 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat rangkai pada gelagar adalah:

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pCD} &= \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot f_{cigpi} \cdot (\Psi_{tfii} - \Psi_{tdii}) \cdot k_{df} + \frac{E_{ps}}{E_{cg}} \cdot \Delta f_{cd} \cdot \Psi_{tfid} \cdot k_{df} \\
&= \frac{197000}{29725,41} \times 17,9 \times (1,5 - 1,11) \times 0,82 + \frac{197000}{33234,02} \times -11,3 \times 1,06 \times 0,82 \\
&= -22,13 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

c. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c mengizinkan penggunaan nilai  $\Delta f_{pR2}$  sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} = 8 \text{ MPa}$$

d. Tambahan prategang akibat penyusutan pelat

Lebar sayap efektif,  $b_{ef} = 1850 \text{ mm}$

Luas penampang pelat,  $A_d = t_s \cdot b_{ef}$

$$\begin{aligned}
&= 250 \times 1850 \\
&= 462500 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Panjang perimeter penampang pelat,  $k_{lld} = 2 \cdot t_s + 2 \cdot b_{ef}$

$$\begin{aligned}
&= 2 \times 250 + 2 \times 1850 \\
&= 4200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Luas permukaan total pelat,  $A_{surfd} = k_{lld} \cdot L_b + 2 \cdot A_d$

$$\begin{aligned}
&= 4200 \times 35600 + 2 \times 462500 \\
&= 150445000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Volume pelat,

$$V_d = A_{surfd} \cdot L_b$$

$$= 150445000 \times 35600$$

$$= 5,36 \times 10^{12} \text{ mm}^3$$

Rasio volume terhadap

$$r_{Vsd} = \frac{V_d}{A_{surfd}}$$

luas permukaan,

$$= \frac{5,36 \times 10^{12}}{150445000}$$

$$= 35600 \text{ mm}$$

Faktor pengaruh rasio volume terhadap luas permukaan komponen yang ditinjau ( $k_s \geq 1$ ):

$$k_{sd} = 1,45 - 0,0051 \cdot r_{Vsd}$$

$$= 1,45 - 0,0051 \times 35600$$

$$= -180,11 \text{ mm}$$

$$k_{sd} = 1$$

Faktor kelembaban untuk susut,

$$k_{hsd} = 2 - 0,014 \cdot H_r$$

$$= 2 - 0,014 \times 85\%$$

$$= 1,99$$

Faktor pengaruh kuat tekan beton,

$$k_{fd} = \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + 30} = 1,13$$

Perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan final,

$$t_{dd} = t_f - t_d$$

$$= 25550 - 120$$

$$= 25430 \text{ hari}$$

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan final yaitu:

$$k_{iddf} = \left[ \frac{t_{dd}}{61 - 0,58 \left( \frac{f'_{cid}}{\text{MPa}} \right) + t_{dd}} \right]$$

$$= \left[ \frac{25430}{61 - 0,58 \left( \frac{30}{MPa} \right) + 25430} \right]$$

$$= 1$$

Regangan susut pelat antara pengecoran pelat dan final,

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ddf} &= k_{sd} \cdot k_{nsd} \cdot k_{fd} \cdot k_{iddf} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3} \\ &= 1 \times 1,99 \times 1,13 \times 1 \times 0,48 \times 10^{-3} \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

Koefisien rangkai pelat saat waktu final karena pembebanan

$$\begin{aligned} \Psi_{ftdd} &= 1,9 \cdot k_{sd} \cdot k_{hc} \cdot k_{fd} \cdot k_{iddf} \cdot t_i^{-0,118} \\ &= 1,9 \times 1 \times 1,55 \times 1,13 \times 1 \times 7^{-0,118} \\ &= 2,64 \end{aligned}$$

saat awal pembebanan,

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas pelat terhadap titik berat penampang komposit,} \quad e_d &= y_{icg} + \frac{t_s}{2} \\ &= 698,41 + \frac{250}{2} \\ &= 823,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rangkai pada pelat beton

$$\begin{aligned} \Delta f_{cfd} &= \frac{\varepsilon_{ddf} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{1 + 0,7 \cdot \Psi_{ftdd}} \cdot \left( \frac{1}{A_{cg}} - \frac{e_{cg} \cdot e_d}{I_{cg}} \right) \\ &= \frac{0,0011 \times 462500 \times 25742,96}{1 + 0,7 \times 2,64} \times \left( \frac{1}{1107750,96} - \frac{1262,36 \times 823,41}{771729461338,41} \right) \\ &= -2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tanda (-) pada rangkai gelagar menandakan bahwa adanya prategang tambahan.

Besar gaya prategang tambahan akibat susut di pelat yaitu:

$$\Delta f_{pSS} = \left| \frac{E_{ps}}{E_{cg}} \cdot \Delta f_{cfd} \cdot k_{df} \cdot (1 + 0,7 \cdot \Psi_{ftdd}) \right|$$

$$= \left| \frac{197000}{33234,02} \times -2 \times 0,82 \times (1 + 0,7 \times 2,64) \right|$$

$$= 27,7 \text{ Mpa}$$

## 5. Perhitungan gaya prategang efektif akhir

### a. Total kehilangan prategang

Total kehilangan seketika,

$$\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} = 71,71 + 48,9 + 48,84$$

$$= 169,45 \text{ MPa}$$

Kehilangan jangka panjang:

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} - \Delta f_{pSS}$$

$$= 65,61 + 97,14 + 8 + 8 + 24,28 - 22,13 - 27,7$$

$$= 153,2 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

$$= 71,71 + 48,9 + 48,84 + 153,2$$

$$= 332,65 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan gaya prategang jangka pendek,

$$\frac{\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}}{f_{pbt}} \times 100 = \frac{153,65}{1395} \times 100$$

$$= 12,15 \%$$

Persentase UTS prategang efektif jangka pendek,

$$75\% - \% \text{ kehilangan gaya prategang} = 75\% - 12,15\%$$

$$= 62,85 \%$$

Resume kehilangan prategang di tengah bentang gelagar adalah sebagai berikut.

**Tabel 5.25 Rekapitulasi Kehilangan Prategang Pada Tengah Bentang**

Kondisi	Kehilangan prategang (Mpa)	% Kehilangan prategang	% UTS prategang efektif
Jangka Pendek	169,45	12,15	62,85
Jangka Panjang	153,20	10,98	51,87
Jumlah		23,13	

Berdasarkan tabel diatas, dapat disimpulkan bahwa kehilangan gaya prategang yaitu:

$$Losses\ final = 75\% - 51,87\% = 23,13\% < losses\ (25\%)$$

**Aman!**

- b. Perhitungan gaya prategang final efektif

$$\begin{aligned} Maxf_{pe} &= 0,8 \times f_{py} \\ &= 0,8 \times 1582 \\ &= 1265,6\text{MPa} \end{aligned}$$

Tegangan prategang efektif aktual setelah kehilangan,

$$\begin{aligned} f_{pe} &= 0,75 \cdot f_{pu} - \Delta f_{pT} \\ &= 0,75 \times 1860 - 332,65 \\ &= 1072,35\text{MPa} \end{aligned}$$

$$f_{pe} \leq Maxf_{pe} \quad (\text{Aman})$$

- c. Perhitungan gaya prategang efektif

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang efektif, } P_{ef} &= f_{pe} \times A_{ps\_tot} \\ &= 1072,35 \times 6416,15 \\ &= 6880333,49\text{ N} \\ &= 6880,33\text{ kN} \end{aligned}$$

### 5.3.5 Kontrol Tegangan Prategang

#### 1. Tegangan izin

Pengecekan tegangan dilakukan ketika pengaruh beban maksimum dan eksentrisitas tendon pada posisi maksimum. Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, tegangan izin yang di syaratkan adalah sebagai berikut.

Tegangan izin beton kondisi transfer

$$\begin{aligned} \text{Tarik, } \sigma_{t_i} &= 0,25 \times \sqrt{f'_{cig}} \\ &= 0,25 \times \sqrt{40} \\ &= 1,58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekan, } \sigma_{c_i} &= -0,6 \times f'_{cig} \\ &= -0,6 \times 40 \\ &= -24 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan izin beton kondisi layan

$$\begin{aligned} \text{Tarik, } \sigma_{t_{serv}} &= 0,5 \times \sqrt{f'_{cg}} \\ &= 0,5 \times \sqrt{50} \\ &= 3,54 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekan, } \sigma_{c_{serv}} &= -0,45 \times f'_{cg} \\ &= -0,45 \times 50 \\ &= -22,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan izin beton kondisi layan di pelat

$$\begin{aligned} \text{Tarik, } \sigma_{t_{serv\_s}} &= 0,5 \times \sqrt{f'_{cd}} \\ &= 0,5 \times \sqrt{30} \\ &= 2,74 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekan, } \sigma_{c_{serv\_s}} &= -0,45 \times f'_{cd} \\ &= -0,45 \times 30 \\ &= -13,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

## 2. Tegangan penampang pada saat transfer

Kondisi transfer merupakan kondisi saat pemberian gaya prategang awal pada gelagar. Pada kondisi ini, gaya prategang yang bekerja maksimum sedangkan beban yang bekerja minimum (hanya berat sendiri gelagar).

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang } jacking, \quad P_{jacking} &= 0,75 \cdot f_{pu} \cdot A_{ps\_tot} \\ &= 0,75 \times 1860 \times 6416,15 \\ &= 8950529,25 \text{ N} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Kehilangan prategang awal, } \Delta_{pST} &= \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} \\ &= 169,45 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang inisial, } P_{trans} &= P_{jacking} - \Delta_{pST} \times A_{ps\_tot} \\ &= 8950,529 - 169,45 \times 6416,15 \\ &= 7863289,02 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas penampang,

$$\begin{aligned} f_{t\_i} &= -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_t} - \frac{M_{MS\_G}}{S_t} \\ &= -\frac{7863289,02}{749500} + \frac{7863289,02 \times 868,79}{376260547,3} - \frac{2968,39 \times 10^6}{376260547,3} \\ &= -0,22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Periksa tegangan atas saat transfer, } f_{t\_i} \leq \sigma c_i \quad (\text{Aman})$$

Tegangan pada serat bawah penampang,

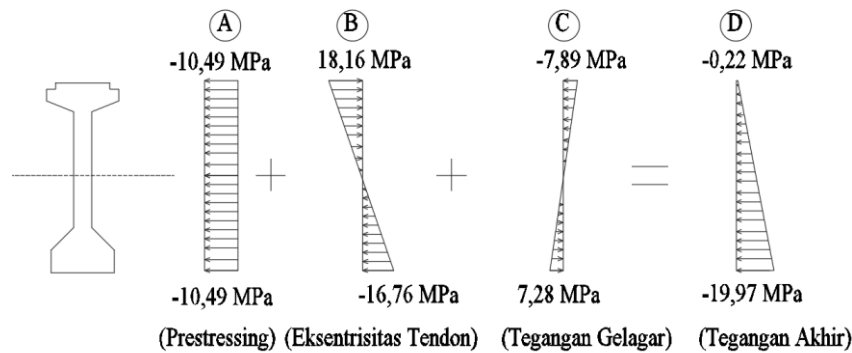
$$\begin{aligned} f_{t\_i} &= -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_{MS\_G}}{S_b} \\ &= -\frac{7863289,02}{749500} - \frac{7863289,02 \times 868,79}{407602796,49} + \frac{2968,39 \times 10^6}{407602796,49} \\ &= -19,97 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Periksa tegangan bawah saat transfer, } f_{b\_i} \leq \sigma c_i \quad (\text{Aman})$$

Diagram tegangan pada penampang saat transfer sebagai berikut.

**Tabel 5.26 Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Transfer**

Kondisi	Lokasi	$\frac{P_{trans}}{A_g}$	$\frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S}$	$\frac{M_S}{S}$	$\frac{M_A}{S}$	$\frac{M_{LL}}{S}$	Total
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Transfer	Atas	-10,49	18,16	-7,89	-	-	-0,22
	Bawah	-10,49	-16,76	7,28	-	-	-19,97



**Gambar 5.35 Tegangan Pada Saat Transfer**

Berdasarkan tabel dan gambar diatas, dapat diketahui bahwa tegangan akhir pada saat transfer di dapatkan dari penjumlahan tegangan  $A+B+C=D$ , sehingga didapatkan nilai sebesar  $-0,22$  MPa untuk serat atas dan  $-19,97$  MPa untuk serat bawahnya.

### 3. Tegangan penampang pada masa konstruksi

Pada saat konstruksi, beban yang bekerja pada gelagar yaitu beban pelaksanaan seperti, beban pengecoran pelat lantai, rc pelat, dan diafragma. Pada kondisi ini, belum terjadi aksi komposit antara gelagar dan pelat lantai jembatan, sehingga semua beban yang bekerja dipikul oleh gelagar.

Tegangan pada serat atas penampang:

$$\begin{aligned}
 f_{t\_kons} &= -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_t} - \frac{M_s}{S_t} \\
 &= -\frac{7863289,02}{749500} + \frac{7863289,02 \times 868,79}{376260547,3} \\
 &= \frac{(2968,39 + 1831,73 + 346,54 + 461,02) \times 10^6}{376260547,3} \\
 &= -7,24 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Periksa tegangan atas saat konstruksi,

$$f_{t\_kons} \leq \sigma_{c_i} \quad (\text{Aman})$$

Tegangan pada serat bawah penampang:

$$f_{t\_kons} = -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_s}{S_b}$$

$$= -\frac{7863289,02}{749500} - \frac{7863289,02 \times 868,79}{407602796,49}$$

$$+ \frac{(2968,39 + 1831,73 + 346,54 + 461,02) \times 10^6}{407602796,49}$$

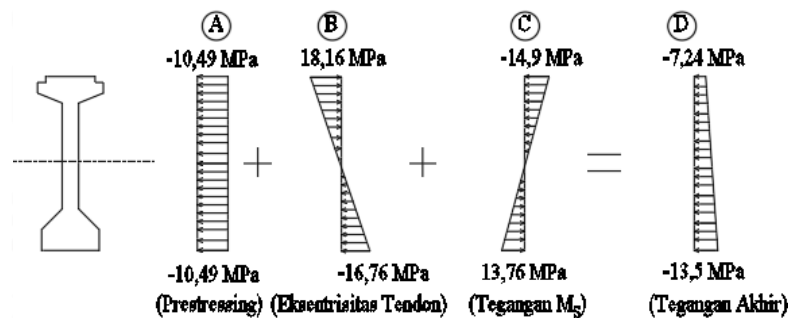
$$= -13,5 \text{ MPa}$$

Periksa tegangan atas saat konstruksi,  $f_{b\_kons} \leq \sigma c_i$  (Aman)

Diagram tegangan pada penampang saat konstruksi sebagai berikut:

**Tabel 5.27 Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Konstruksi**

Kondisi	Lokasi	$\frac{P_{trans}}{A_g}$	$\frac{P_{trans} \cdot e_{mid}}{S}$	$\frac{M_s}{S}$	$\frac{M_A}{S}$	$\frac{M_{LL}}{S}$	Total
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Transfer	Atas	-10,49	18,16	-14,90	-	-	-7,24
	Bawah	-10,49	-16,76	13,76	-	-	-13,49



**Gambar 5.36 Tegangan Pada Saat Konstruksi**

Berdasarkan tabel dan gambar diatas, dapat diketahui bahwa tegangan akhir pada saat konstruksi di dapatkan dari penjumlahan tegangan  $A+B+C=D$ , sehingga didapatkan nilai sebesar -724 MPa untuk serat atas dan -13,5 MPa untuk serat bawahnya.

#### 4. Tegangan penampang kondisi layan

Pada keadaan layan seluruh beban rencana telah bekerja, pada saat ini telah terbentuk pengaruh komposit antara gelagar dengan pelat lantai. Sehingga beban bekerja secara maksimum sedangkan gaya prategang bekerja minimum (telah mengalami kehilangan prategang jangka panjang). Berdasarkan pada

Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, pengecekan tegangan perlu dilakukan terhadap kombinasi Daya Layan I untuk pengecekan tegangan tekan serta kombinasi Daya Layan III untuk pengecekan tegangan tarik.

Gaya prategang efektif,  $P_{eff} = 6880333,49 \text{ N}$

Tegangan pada serat atas penampang:

$$\begin{aligned}
 f_{t\_serv\_I\_ps} &= -\frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t} \\
 &= -\frac{6880333,49}{749500} + \frac{6880333,49 \times 868,79}{376260547,3} \\
 &= 6,71 \text{ MPa} \\
 f_{t\_serv\_I\_load} &= -\frac{M_S}{S_t} - \frac{M_A}{S_{icg}} - \frac{M_{LL}}{S_{icg}} - \frac{(M_{AL\_EWL} + 0,3 \cdot M_{AL\_EWS})}{S_{icg}} \\
 &= -\frac{(2968,39 + 1831,73 + 346,54 + 461,02) \times 10^6}{376260547,3} \\
 &\quad - \frac{(331,1 + 712,89 + 644,77 + 143,61) \times 10^6}{1104986329,15} \\
 &\quad - \frac{(1129,5 + 2430,3 + 39,84 + 316,84) \times 10^6}{1104986329,15} \\
 &\quad - \frac{(237,9) \times 10^6 + 0,3 \times 133,76 \times 10^6}{1104986329,15} \\
 &= -20,36 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{t\_serv\_I\_top} &= f_{t\_serv\_I\_ps} + f_{t\_serv\_I\_load} \\
 &= 6,71 + 20,36 \\
 &= -13,26 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Periksa tegangan atas saat layan I  $f_{t\_serv\_I\_top} \leq \sigma_{c\_serv}$  (Aman)

Tegangan pada serat bawah penampang:

$$f_{b\_serv\_III\_ps} = -\frac{P_{eff}}{A_g} - \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t}$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{6880333,49}{749500} - \frac{6880333,49 \times 868,79}{376260547,3} \\
&= -23,84 \text{ MPa} \\
f_{b\_serv\_III\_load} &= \frac{M_S}{S_t} + \frac{M_A}{S_{bcg}} + \frac{0,8.M_{LL}}{S_{bcg}} \\
&= \frac{(2968,39 + 1831,73 + 346,54 + 461,02) \times 10^6}{376260547,3} \\
&\quad + \frac{(331,1 + 712,89 + 644,77 + 143,61) \times 10^6}{550608557,3} \\
&\quad + \frac{0,8 \times (1129,5 + 2430,3 + 39,84 + 316,84) \times 10^6}{550608557,3} \\
&= 22,78 \text{ MPa} \\
f_{b\_serv\_III\_bot} &= f_{b\_serv\_III\_ps} + f_{b\_serv\_III\_load} \\
&= -23,84 + 22,78 \\
&= -1,07 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Periksa tegangan bawah saat layan III  $f_{b\_serv\_I\_top} \leq \sigma c_{serv}$  (Aman)

Pada saat layan, pada pelat lantai bekerja beban akibat barrier, aspal dan beban hidup kendaraan dan angin yang dipikul oleh penampang komposit hasil transformasi. Kemudian tegangan ini diubah menjadi tegangan pada penampang komposit yang tidak ditransformasi dengan membagi tegangan yang terjadi pada penampang transformasi dengan nilai transformasi  $n$ .

Dengan demikian, perhitungan tegangan pada pelat lantai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
n &= \frac{E_{cg}}{E_{cd}} \\
&= \frac{33234,02}{25742,96} = 1,29 \\
f_{t\_s} &= -\frac{M_A}{S_{icd} \cdot n} - \frac{M_{LL}}{S_{icd} \cdot n} - \frac{(M_{AL\_EWL} + 0,3.M_{AL\_EWS})}{S_{icd} \cdot n}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -\frac{(331,1 + 712,89 + 644,77 + 143,61) \times 10^6}{813711830,31 \times 1,29} \\
 &\quad -\frac{(1129,5 + 2430,3 + 39,84 + 316,84) \times 10^6}{813711830,31 \times 1,29} \\
 &\quad -\frac{(237,9) \times 10^6 + 0,3 \times 133,76 \times 10^6}{813711830,31 \times 1,29} \\
 &= -5,74 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Periksa tegangan bawah saat layan I,  $f_{t-s} \leq \sigma c_{serv}$  (Aman)

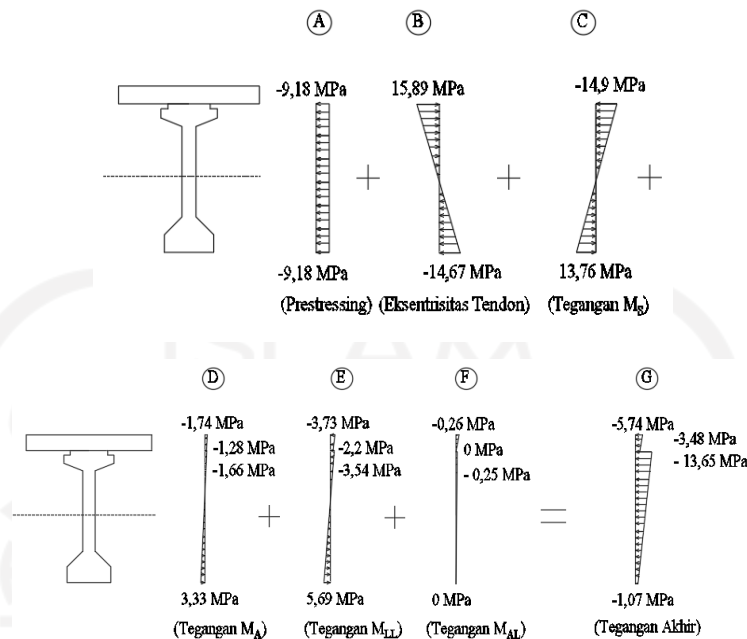
$$\begin{aligned}
 f_{b-s} &= -\frac{M_A}{S_{bcd} \cdot n} - \frac{M_{LL}}{S_{bcd} \cdot n} \\
 &= -\frac{(331,1 + 712,89 + 644,77 + 143,61) \times 10^6}{1104986329,15 \times 1,29} \\
 &= -\frac{(1129,5 + 2430,3 + 39,84 + 316,84) \times 10^6}{1104986329,15 \times 1,29} \\
 &= -3,48 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Periksa tegangan bawah saat layan III,  $f_{b-s} \leq \sigma c_{serv}$  (Aman)

Diagram tegangan pada penampang saat layan sebagai berikut.

**Tabel 5.28 Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Layan**

Kondisi	Lokasi	$\frac{P_{eff}}{A_g}$	$\frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S}$	$\frac{M_S}{S}$	$\frac{M_A}{S}$	$\frac{M_{LL}}{S}$	$\frac{M_{AL}}{S}$	Total
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Layan	Sisi Atas Gelagar	-9,18	15,89	-14,90	-1,66	-3,54	-0,25	-13,65
	Sisi Bawah Gelagar	-9,18	-14,67	13,76	3,33	5,69	-	-1,07
	Sisi Atas Pelat	-	-	-	-1,74	-3,73	-0,26	-5,74
	Sisi Bawah Pelat	-	-	-	-1,28	-2,20	-	-3,48



**Gambar 5.37 Tegangan Pada Saat Layan**

Berdasarkan tabel dan gambar diatas, dapat diketahui bahwa tegangan akhir pada daerah penampang girder saat Layan di dapatkan dari penjumlahan tegangan  $A+B+C+D+E+F= G$ , sehingga didapatkan nilai sebesar  $-13,65 \text{ Mpa}$  untuk serat atas dan  $-1,07 \text{ Mpa}$  untuk serat bawahnya. Serta tegangan akhir pada daerah penampang pelat saat Layan di dapatkan dari penjumlahan tegangan  $D+E+F= G$ , sehingga didapatkan nilai sebesar  $-5,74 \text{ Mpa}$  untuk serat atas dan  $-3,48 \text{ Mpa}$  untuk serat bawahnya.

#### 5. Tegangan Penampang Kondisi Layan di Sambungan

Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, pada perencanaan jembatan beton pratekan segmental harus dipenuhi persyaratan untuk tidak boleh terjadi tegangan tarik di sekitar sambungan antar gelagar. Pada kasus ini, sambungan antar gelagar yang diperiksa terletak di titik  $5,30 \text{ m}$ ;  $10,30 \text{ m}$ ;  $15,30 \text{ m}$ ;  $20,30 \text{ m}$ ;  $25,30 \text{ m}$  dan  $30,30 \text{ m}$  dari ujung gelagar kiri. Nilai momen akibat beban yang bekerja pada gelagar pada titik-titik yang ditinjau adalah sebagai berikut.

**Tabel 5.29 Momen Pada Penampang Sambungan**

No	Beban	Momen Di Lokasi Tinjauan (kNm)					
		5,3 m	10,3 m	15,3 m	20,3 m	25,3 m	30,3 m
1	$W_s$	928,41	1506,54	1795,60	1795,60	1506,54	928,41
2	$W_g$	1504,53	2441,40	2909,84	2909,84	2441,40	1504,53
3	$W_{rcp}$	175,65	285,02	339,71	339,71	285,02	175,65
4	$W_{dp}$	233,67	379,17	451,93	451,93	379,17	233,67
5	$W_{br}$	167,82	272,32	324,57	324,57	272,32	167,82
6	$W_{tr}$	361,33	586,33	698,83	698,83	586,33	361,33
7	$W_a$	326,80	530,30	632,05	632,05	530,30	326,80
8	$W_h$	72,79	118,11	140,77	140,77	118,11	72,79
9	$W_{BGT}$	336,31	653,59	970,86	970,86	653,59	336,31
10	$W_{BTR}$	1231,76	1998,78	2382,30	2382,30	1998,78	1231,76
11	$W_{TB}$	211,15	410,34	609,53	609,53	1007,92	1207,11
12	$W_{TP}$	160,59	260,59	310,59	310,59	260,59	160,59
13	$W_{EWS}$	67,80	110,01	131,12	131,12	110,01	67,80
14	$W_{EWL}$	120,58	195,67	233,21	233,21	195,67	120,58

Gaya prategang efektif yang digunakan dipilih berdasarkan perhitungan yang dilaksanakan pada sub 5.3.4 dengan kehilangan prategang dipilih pada posisi sambungan. Perhitungan kehilangan prategang pada setiap sambungan yang ditunjukkan sebagai berikut.

**Tabel 5.30 Kehilangan Prategang Pada Penampang Sambungan**

Lokasi	$\Delta f_{pA}$	$\Delta f_{pF}$	$\Delta f_{pES}$	$\Delta f_{pLT}$	Total	$f_{ef}$	$P_{ef}$
m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kn
5,3	122,06	11,86	48,84	153,20	335,97	1059,03	6794,91
10,3	101,92	22,86	48,84	153,20	326,83	1068,17	6853,57
15,3	81,78	33,86	48,84	153,20	317,68	1077,32	6912,23
20,3	61,64	44,86	48,84	153,20	308,54	1086,46	6970,89
25,3	41,49	55,86	48,84	153,20	299,40	1095,60	7029,55
30,3	21,35	66,86	48,84	153,20	290,26	1104,74	7088,20

Kontrol tegangan dilakukan pada kombinasi Daya Layan I untuk pengecekan tegangan tekan dan kombinasi Daya Layan III untuk pengecekan tegangan Tarik pada lokasi sambungan. Detail pemeriksaan tegangan di daerah sambungan dapat dilihat sebagai berikut.



**Tabel 5.31 Tegangan Pada Penampang Sambungan**

Lokasi	Eksent. Tendon	Momen					Lokasi	Tegangan						Total	Cek
		$M_S$	$M_A$	$M_{LL}$	$M_{AL}$			$\frac{P}{A_g}$	$\frac{P_{ef} \cdot e}{S}$	$\frac{M_S}{S}$	$\frac{M_A}{S_{cg}}$	$\frac{M_{LL}}{S_{cg}}$	$\frac{M_{AL}}{S_{cg}}$		
					$M_{AL\_EWS}$	$M_{AL\_EWL}$									
m	m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
5,30	0,44	2842,25	928,73	1939,81	67,80	120,58	Top	-9,07	7,95	-7,55	-0,84	-1,76	-0,09	-11,36	Ok
		<b>2842,25</b>	<b>928,73</b>	<b>1939,81</b>	<b>67,80</b>	<b>120,58</b>	Bottom	<b>-9,07</b>	<b>-7,34</b>	<b>6,97</b>	<b>1,69</b>	<b>2,82</b>	<b>0,00</b>	<b>-4,93</b>	<b>Ok</b>
10,30	0,75	4612,13	1507,06	3323,30	110,01	195,67	Top	-9,14	13,40	-12,26	-1,36	-3,01	-0,15	-12,53	Ok
		<b>4612,13</b>	<b>1507,06</b>	<b>3323,30</b>	<b>110,01</b>	<b>195,67</b>	Bottom	<b>-9,14</b>	<b>-12,37</b>	<b>11,32</b>	<b>2,74</b>	<b>4,83</b>	<b>0,00</b>	<b>-2,63</b>	<b>Ok</b>
15,30	0,85	5497,07	1796,22	4273,28	131,12	233,21	Top	-9,22	15,38	-14,61	-1,63	-3,87	-0,18	-14,13	Ok
		<b>5497,07</b>	<b>1796,22</b>	<b>4273,28</b>	<b>131,12</b>	<b>233,21</b>	Bottom	<b>-9,22</b>	<b>-14,20</b>	<b>13,49</b>	<b>3,26</b>	<b>6,21</b>	<b>0,00</b>	<b>-0,46</b>	<b>Ok</b>
20,30	0,85	5497,07	1796,22	4273,28	131,12	233,21	Top	-9,30	15,38	-14,61	-1,63	-3,87	-0,18	-14,21	Ok
		<b>5497,07</b>	<b>1796,22</b>	<b>4273,28</b>	<b>131,12</b>	<b>233,21</b>	Bottom	<b>-9,30</b>	<b>-14,20</b>	<b>13,49</b>	<b>3,26</b>	<b>6,21</b>	<b>0,00</b>	<b>-0,54</b>	<b>Ok</b>
25,30	0,71	4612,13	1507,06	3920,88	110,01	195,67	Top	-9,38	12,90	-12,26	-1,36	-3,55	-0,15	-13,80	Ok
		<b>4612,13</b>	<b>1507,06</b>	<b>3920,88</b>	<b>110,01</b>	<b>195,67</b>	Bottom	<b>-9,38</b>	<b>-11,91</b>	<b>11,32</b>	<b>2,74</b>	<b>5,70</b>	<b>0,00</b>	<b>-1,54</b>	<b>Ok</b>
30,30	0,44	2842,25	928,73	2935,78	67,80	120,58	Top	-9,46	7,95	-7,55	-0,84	-2,66	-0,09	-12,65	Ok
		<b>2842,25</b>	<b>928,73</b>	<b>2935,78</b>	<b>67,80</b>	<b>120,58</b>	Bottom	<b>-9,46</b>	<b>-7,34</b>	<b>6,97</b>	<b>1,69</b>	<b>4,27</b>	<b>0,00</b>	<b>-3,87</b>	<b>Ok</b>

Dari tabel di atas, menunjukkan bahwa tegangan pada sisi bawah gelagar (bottom) mempunyai tanda negatif yang artinya tidak terdapat gaya tarik yang bekerja pada sambungan. Dengan demikian, persyaratan batas tegangan di sambungan terpenuhi.

### 5.3.6 Kapasitas Lentur Penampang

Tahanan lentur dihitung pada kondisi momen maksimum, momen maksimum terjadi pada tengah bentang. Data-data yang diperlukan untuk menghitung kapasitas lentur penampang adalah sebagai berikut:

Tebal pelat,	$t_s$	= 250 mm
Tinggi efektif penampang,	$d_p$	= $h_{cg} - y_{mid}$ = 2350 - 139,23 = 2210,77 mm
Lebar sayap tekan,	$b$	= $s_g = 1850$ mm
Kuat tekan beton gelagar,	$f'_{cg}$	= 50 MPa
Luas <i>strand</i>	$A_{ps\_tot}$	= 6416,15 mm <sup>2</sup>
Tegangan putus baja prategang,	$f_{pu}$	= 1860 MPa
Tegangan leleh baja prategang,	$f_{py}$	= 1582 MPa
Koefisien friksi <i>wobble</i>	$k$	= $2 \cdot \left( 1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$ = $2 \cdot \left( 1,04 - \frac{1582}{1860} \right)$ = 0,38
Faktor blok tegangan beton,	$\beta_1$	= 0,85
	$\alpha_1$	= 0,85

#### 1. Kapasitas lentur

Dalam perhitungan kekuatan lentur nominal penampang, hal yang dilakukan adalah memastikan apakah penampang berperilaku sebagai penampang persegi atau sebagai gelagar T. Untuk penampang segi empat, letak sumbu netral penampang adalah:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Karena pada kasus ini tidak menggunakan baja tulangan untuk tulangan tarik dan tekan, maka persamaan di atas tereduksi menjadi:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Dengan demikian, letak sumbu netral adalah:

$$\begin{aligned} c &= \frac{A_{ps\_tot} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps\_tot} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \\ &= \frac{6416,15 \times 1860}{0,85 \times 50 \times 0,85 \times 1850 + 0,38 \times 6416,15 \times \frac{1860}{2210,77}} \\ &= 173,27 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tinggi blok tekan ekuivalen adalah:  $a = \beta_1 \cdot c$

$$\begin{aligned} &= 0,85 \times 173,27 \\ &= 147,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena tinggi blok tegangan tekan ( $a$ ) lebih kecil dari tebal pelat sayap  $t_s = 250$  mm, maka blok tegangan tekan terletak di sayap sehingga gelagar berperilaku sebagai penampang persegi. Perhitungan kapasitas lentur penampang adalah sebagai berikut:

Tegangan rata-rata tendon prategang,  $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right)$

$$\begin{aligned} &= 1860 \times \left(1 - 0,38 \times \frac{173,27}{2210,77}\right) \\ &= 1804,76 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kapasitas lentur nominal pada tengah penampang yaitu:

$$\begin{aligned} M_n &= A_{ps\_tot} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) \\ &= 6416,15 \times 1804,76 \times \left(2210,77 - \frac{147,28}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 24747,17 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi lentur,} \quad \phi_f &= 0,9 \\
 \text{Momen tahanan nominal penampang,} \quad M_r &= M_n \times \phi_f \\
 &= 24747,17 \times 0,9 \\
 &= 22272,46 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas lentur penampang diperiksa terhadap momen ultimit akibat kombinasi pembebanan kuat I yang dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,2.(M_{MS\_G} + M_{MS\_RCP}) + 1,3.(M_{MS\_D} + M_{MS\_S}) + 2.M_A + 1,8.M_{LL} \\
 &= 17672,77 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek kapasitas lentur penampang, } M_u \leq M_r \quad (\text{Aman})$$

Karena nilai  $M_r$  lebih besar dari  $M_u$ , maka penampang mampu memikul beban yang bekerja.

## 2. Pemeriksaan tulangan minimum

Jumlah tendon yang digunakan harus memenuhi persyaratan tendon, nilai  $M_r$  harus lebih besar dari nilai terkecil 2 ketentuan berikut:

$$1,33M_u \text{ atau } 1,2M_{cr}$$

$$1,33 \times M_u = 23504,79 \text{ kNm}$$

Momen tidak terfaktor akibat beban mati komponen struktur:

$$\begin{aligned}
 M_{dnc} &= M_{MS\_D} + M_{MS\_S} + M_{MS\_G} + M_{MS\_RCP} \\
 &= 461,02 + 1831,73 + 2968,39 + 346,54 \\
 &= 5607,69 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus retak beton,} \quad f_r &= 0,63 \cdot \sqrt{f'_{cg}} \\
 &= 0,63 \cdot \sqrt{50} \\
 &= 4,45 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Variabel faktor retak lentur,} \quad \gamma_1 = 1,6$$

$$\text{Variabel faktor prategang,} \quad \gamma_2 = 1,1$$

$$\text{Rasio kuat leleh dan kuat ultimit} \quad \gamma_3 = 1$$

baja nonprategang,

Tegangan tekan beton akibat gaya prategang efektif:

$$f_{cpe} = \frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_b}$$

$$= \frac{6880,33 \times 1000}{749500} + \frac{6880,33 \times 1000 \times 868,79}{407602796,49}$$

$$= 9,19 \text{ MPa}$$

$$M_r = 22724,02 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot (\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_{bcg} - M_{den} \cdot \left( \frac{S_{bcg}}{S_b} - 1 \right)$$

$$= 1 \times (1,6 \times 4,45 + 1,1 \times 9,19) \times -5607,69 \times \left( \frac{550608557,3}{407602796,49} - 1 \right)$$

$$= 7525,97 \text{ kNm}$$

$$1,2 \times M_{cr} = 9031,16 \text{ kNm}$$

$$\text{Persyaratan tulangan minimum} = \min(1,2M_{cr}, 1,33M_u)$$

$$\text{Cek persyaratan tulangan minimum, } 1,2M_{cr} \leq M_r \quad (\text{Aman})$$

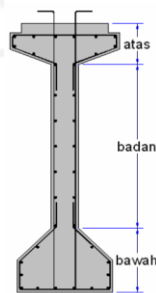
### 5.3.7 Penulangan Balok Prategang

Tulangan longitudinal ini hanya berfungsi sebagai pengikat tulangan geser, bukan sebagai tulangan lentur. Adapun kebutuhan tulangan longitudinal dapat diperhitungkan sebagai berikut.

$$\text{Tulangan digunakan diameter, } D = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan, } A_{s1} = \pi / 4 \times D^2 = 0,00013 \text{ mm}^2$$

Perhitungan tulangan berdasarkan luas penampang tiap bagian gelagar yang terbagi menjadi 3 bagian seperti gambar berikut.



**Gambar 5.38 Area Desain Tulangan Longitudinal**

Luas tampang bagian bawah,	$A_{bawah} = 0,288 \text{ mm}^2$
Luas tulangan bagian bawah,	$A_{s\_bawah} = 50\% \times A_{bawah} = 0,00144 \text{ mm}^2$
Jumlah tulangan bagian bawah,	$n = A_{s\_bawah} / A_{s1} = 10,83$
Tulangan bagian bawah digunakan,	12-D13
Luas tampang bagian badan,	$A_{badan} = 0,206 \text{ mm}^2$
Luas tulangan bagian badan,	$A_{s\_badan} = 50\% \times A_{badan} = 0,00103 \text{ mm}^2$
Jumlah tulangan bagian badan,	$n = A_{s\_badan} / A_{s1} = 7,76$
Tulangan bagian badan digunakan,	10-D13
Luas tampang bagian atas,	$A_{atas} = 0,256 \text{ mm}^2$
Luas tulangan bagian atas,	$A_{s\_atas} = 50\% \times A_{atas} = 0,00128 \text{ mm}^2$
Jumlah tulangan bagian atas,	$n = A_{s\_atas} / A_{s1} = 9,64$
Tulangan bagian atas digunakan,	10-D13

### 5.3.8 Kapasitas Geser Penampang

Berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021, kapasitas geser penampang dianalisis pada daerah geser maksimum. Gaya lateral maksimum terjadi di area yang dekat dengan tumpuan. Perlu diperhatikan bahwa perencanaan geser struktur balok prategang yang dibahas pada subbab ini merupakan gelagar pratekan nonsegmental dan segmental. Namun, dalam kasus gelagar bersegmen, metode ini tidak berlaku untuk desain geser di area sambungan antar gelagar, di mana pada area antar sambungan harus dirancang dengan memperhitungkan kekuatan *shear key* yang digunakan (jika menggunakan *shear key*) atau kekuatan geser pada sambungan pin (jika menggunakan penghubung tipe pin). Perhitungan kapasitas geser dapat hitung dengan persamaan sebagai berikut.

Tinggi penampang,	$h = h_g + t_s = 2350 \text{ mm}$
Selimut beton,	$d_c = 40 \text{ mm}$
Tinggi efektif penampang	$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p}{A_{ps} \cdot f_{ps}}$

$$= \frac{6416,15 \times 1804,76 \times 2210,77}{6416,15 \times 1804,76}$$

$$= 2210,77 \text{ mm}$$

Diameter tulangan geser,  $D_s = 13 \text{ mm}$

Kuat leleh tulangan,  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tinggi efektif geser,  $d_v = h_{cg} - a - y_{mid}$

$$= 2350 - 147,29 - 139,23$$

$$= 2063,49 \text{ mm}$$

Lebar penampang geser,  $b_v = 200 \text{ mm}$

Faktor reduksi kuat geser,  $\phi_v = 0,75$

1. Kekuatan geser dari prategang

Titik berat tendon  $y_{end} = 1000 \text{ mm}$

di tumpuan,

Titik berat tendon  $y_{mid} = 139,23 \text{ mm}$

di tengah bentang,

Panjang setengah bentang,  $L_{mid} = 17800 \text{ mm}$

Panjang tendon di setengah bentang (asumsi linear),  $r_{tendon} = \sqrt{(y_{end} - y_{mid})^2 + L_{mid}^2}$

$$= \sqrt{(1000 - 139,23)^2 + 17800^2}$$

$$= 17820,8 \text{ mm}$$

Gaya prategang efektif,  $P_{ef} = 6880,33 \text{ kN}$

Kontribusi gaya prategang  $V_p = P_{ef} \cdot \frac{(y_{end} - y_{mid})}{r_{tendon}}$

terhadap ketahanan geser,  $= 6880,33 \times \frac{(1000 - 139,25)}{17820,8}$

$$= 332,33 \text{ kN}$$

2. Gaya dalam

Gaya geser ultimit di tumpuan,  $V_{ucr} = 1665 \text{ kN}$

Momen ultimit di tumpuan,  $M_{ucr} = 3644 \text{ kN}$

Momen kombinasi Kua I di muka geser kritis tidak boleh kurang dari:

$$M_{ucr} > (V_{ucr} - V_p) \times d_v$$

$$3644 > (1665 - 332,33) \times 2,06$$

$$3644 \text{ kN} > 2749,29 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

$$\text{Gaya aksial nominal, } N_u = 0 \text{ kN}$$

### 3. Kekuatan geser dari beton

Regangan longitudinal di baja tulangan, (jika  $\varepsilon_s < 0$ , maka dipakai 0)

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{\frac{M_{ucr}}{d_v} + 0,5 \cdot N_u + (V_{ucr} - V_p) - A_{ps} \cdot 0,7 \cdot f_{pu}}{E_{ps} \cdot A_{ps}}} \\ &= \frac{\frac{3644 \times 10^6}{2063,5} + 0,5 \times 0 + (1665 - 332,33) \times 10^3 - 6416,15 \times 0,7 \times 1860}{197000 \times 6416,15} \\ &= -0,005 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_s = 0$$

$$\text{Faktor } \beta \text{ (diasumsikan } \beta = \frac{4,8}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = 4,8$$

$$\text{menggunakan tulangan } = \frac{4,8}{1 + 750 \times 0}$$

$$\text{minimum), } = 4,8$$

$$\text{Sudut tegangan utama, } \theta = 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s = 29$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser beton, } V_c &= 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cg}} \cdot b_v \cdot d_v \\ &= 0,083 \times 4,8 \times \sqrt{50} \times 200 \times 2063,5 \\ &= 1162,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek apakah diperlukan tulangan geser,

$$V_{ucr} > 0,5 \times \phi_v \times (V_c + V_p)$$

$$1665 > 0,5 \times 0,75 \times (1162,62 + 332,33)$$

$$1665 \text{ kN} > 560,56 \text{ kN} \quad (\text{Perlu})$$



## 4. Kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser yang ditahan} \quad V_{s\_req} &= \frac{V_{ucr}}{\phi_v} - V_c - V_p \\
 \text{baja tulangan,} &= \frac{1665}{0,75} - 1162,62 - 332,33 \\
 &= 724,6 \text{ kN} \\
 \text{Digunakan tulangan geser,} \quad D_v &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah kaki,} \quad n_v &= 2 \\
 \text{Luas tulangan,} \quad A_v &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_v^2 \cdot n_v = 265,46 \text{ mm}^2 \\
 \text{Dicoba jarak tulangan,} \quad S_v &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Kekuatan geser tulangan,} \quad V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta))}{S_v} \\
 &= \frac{265,56 \times 420 \times 2063,5 \times (\cot(29))}{200} \\
 &= 1296,69 \text{ kN} \\
 \text{Kekuatan geser nominal,} \quad V_{n1} &= V_c + V_s + V_p \\
 &= 1162,62 + 1296,69 + 332,33 \\
 &= 2791,63 \text{ kN} \\
 \quad V_{n2} &= 0,25 \cdot f'_{cg} \cdot b_v \cdot d_v + V_p \\
 &= 0,25 \times 50 \times 200 \times 2063,5 \times 10^{-3} + 332,33 \\
 &= 5491,06 \text{ kN} \\
 \text{Kekuatan geser} \quad V_n &= 2791,63 \text{ kN} \\
 \text{nominal digunakan,} \\
 \text{Cek kapasitas geser} &= \phi_v \cdot V_n \geq V_{ucr} \\
 &= 0,75 \times 2791,63 \geq 1665 \\
 &= 2093,73 \text{ kN} \geq 1665 \text{ kN} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser nominal masih sanggup menahan gaya geser yang terjadi pada gelagar. Jadi, Tulangan geser yang digunakan yaitu D13 -200 mm.

Selanjutnya, periksa spasi tulangan geser yang digunakan terhadap spasi maksimum yang diizinkan.

$$\begin{aligned} \text{Tegangan geser di beton } v_u &= \frac{|V_{ucr} - \phi_v \cdot V_p|}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} \\ &= \frac{|1665 - 0,75 \times 332,44|}{0,75 \times 200 \times 2063,5 \times 10^{-3}} \\ &= 4,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek kapasitas geser } v_u &< 0,125 \cdot f'_{cg} \\ 4,57 &< 0,125 \times 50 \\ 4,57 \text{ MPa} &< 6,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $v_u < 0,125 \cdot f'_{cg}$ , maka syarat jarak maksimum:

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0,8 \cdot d_v \leq 600 \text{ mm} \\ &= 0,8 \times 2063,5 \leq 600 \text{ mm} \\ &= 1650,79 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek spasi digunakan terhadap spasi maksimum,

$$\begin{aligned} S_v &\leq S_{\max} \\ 200 \text{ mm} &\leq 600 \text{ mm} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

Dapat disimpulkan, bahwa tulangan geser yang digunakan 2D13 -200 mm memenuhi spasi maksimum yang diizinkan.

### 5.3.9 Desain Tulangan *Shear Connector*

Desain *shear connector* berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021. Adapun perhitungan tulangan *shear connector* dapat uraikan sebagai berikut.

$$\text{Lebar sayap atas gelagar, } b_{ui} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan } shear \text{ connector } S_v = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar titik pusat tendon } d_{vi} = h_g - y_{mid} + \frac{1}{2} t_s$$

$$\text{ke titik tengah tinggi pelat dek, } = 2100 - 139,23 + \frac{1}{2} \times 250$$

$$= 2085,77 \text{ mm}$$

Gaya geser kombinasi Kuat I,  $V_{ucr} = 1867 \text{ kN}$

Tegangan geser bidang antar muka,  $v_{ui} = \frac{V_{ucr}}{b_{ui} \cdot d_{vi}}$

$$= \frac{1867 \times 100}{600 \times 2085,77}$$

$$= 1,49 \text{ MPa}$$

Gaya geser bidang antar muka,  $V_{ui} = v_{ui} \cdot b_{ui} \cdot S_v$

$$= 1,49 \times 600 \times 200$$

$$= 179,07 \text{ kN}$$

Faktor kohesi,  $c_i = 1,9 \text{ MPa}$

Fraksi dari kuat beton menahan geser bidang antar muka,  $K_1 = 0,3$

Batasan ketahanan geser bidang antar muka,  $K_2 = 12,4 \text{ MPa}$

Faktor friksi,  $\mu = 1$

Gaya tekan permanen tegak lurus terhadap bidang geser,  $P_c = 0 \text{ kN}$

Kuat leleh tulangan,  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Jumlah tulangan per spasi tulangan geser,  $n_{vi} = 2$

Diameter tulangan digunakan,  $D_{vi} = 13 \text{ mm}$

Luas tulangan,  $A_{vf} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{vi}^2 \cdot n_{vi} = 265 \text{ mm}^2$

Luas bidang geser antar muka,  $A_{cv} = S_v \cdot b_{ui}$

$$= 200 \times 600$$

$$= 120000 \text{ mm}^2$$

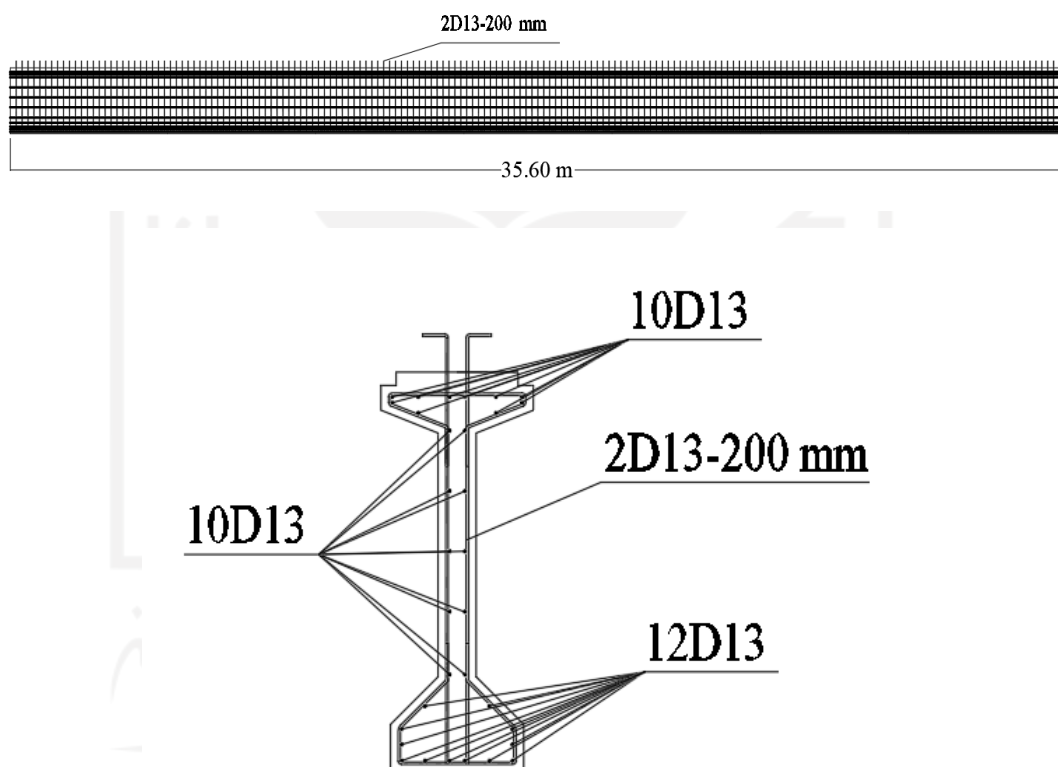
Ketahanan geser antar muka,

$$\begin{aligned}
 \phi V_{ni} &= \phi_v \cdot [c_i \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)] \\
 &= 0,75 \times [1,9 \times 120000 + 1 \times (265 \times 420 + 0)] \\
 &= 254,621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas geser,

$$\begin{aligned}
 V_{ni} &\leq \phi V_{ni} \\
 179,07 \text{ kN} &\leq 254,621 \text{ kN} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

Dapat disimpulkan, bahwa tulangan *shear connector* yang digunakan D13 - 200 mm atau sama dengan jarak tulangan geser. Adapun gambar penulangan geser dan *shear connector* dapat di lihat pada Gambar 5.36 berikut.



**Gambar 5.39 Penulangan Balok Prategang**

### 5.3.10 Kontrol Defleksi Balok Prategang

Defleksi pada balok prategang yang dapat diprediksi berdasarkan pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 adalah

defleksi akibat gaya prategang dan beban hidup namun tidak untuk defleksi jangka panjang. Adapun perhitungan defleksi balok prategang dapat uraikan sebagai berikut.

1. Defleksi akibat prategang pada saat transfer

Gaya prategang saat transfer,  $P_{transfer} = 8950,53 \text{ kN}$

Eksentrisitas tendon di  $e_{mid} = 868,79 \text{ mm}$

tengah bentang,

Eksentrisitas tendon di tumpuan,  $e_{end} = 8,02 \text{ mm}$

Modulus elastis gelagar  $E_{cig} = 29725,41 \text{ MPa}$

saat transfer,

Momen inersia gelagar  $I_g = 410870326130,38 \text{ mm}^4$

nonkomposit,

Momen inersia gelagar  $I_{cg} = 771729461338,41 \text{ mm}^4$

komposit,

Panjang jembatan,  $L_b = 35600 \text{ mm}$

Deformasi akibat prategang,

$$\begin{aligned} \Delta_p &= \frac{P_{transfer}}{E_{cig} \cdot I_g} \cdot \left[ \frac{e_{mid} \cdot L_b^2}{8} - \frac{(e_{end} - e_{mid}) \cdot \left(\frac{L_b}{2}\right)^2}{6} \right] \\ &= \frac{8950,53 \times 1000}{29725,41 \times 410870326130,38} \times \\ &\quad \left[ \frac{868,79 \times 35600^2}{8} - \frac{(8,02 - 868,79) \times \left(\frac{35600}{2}\right)^2}{6} \right] \\ &= 134,17 \text{ mm (Ke arah atas)} \end{aligned}$$

2. Defleksi akibat berat sendiri gelagar saat transfer

Beban akibat gelagar,  $W_g = 18,74 \text{ kN/m}$

Deformasi akibat beban gelagar,

$$\begin{aligned}\Delta_g &= \frac{5.W_g.L_b^4}{384.E_{cig}.I_g} \\ &= \frac{5 \times 18,74 \times 35600^4}{384 \times 29725,41 \times 410870326130,38} \\ &= 32,1 \text{ mm} \quad (\text{Ke arah bawah})\end{aligned}$$

3. Defleksi akibat berat pelat, RC plate, dan diafragma

Beban mati penampang  $W_{Dnc} = W_{rep} + W_s + W_{dp} = 16,66 \text{ kN/m}$

nonkomposit,

Deformasi saat konstruksi,

$$\begin{aligned}\Delta_{Dnc} &= \frac{5.W_{Dnc}.L_b^4}{384.E_{cig}.I_g} \\ &= \frac{5 \times 16,66 \times 35600^4}{384 \times 29725,41 \times 410870326130,38} \\ &= 28,53 \text{ mm} \quad (\text{Ke arah bawah})\end{aligned}$$

4. Defleksi akibat berat mati tambahan

Beban mati penampang  $W_{Dc} = W_a + W_h + W_{br} + W_{tr} = 11,57 \text{ kN/m}$

komposit,

Deformasi akibat beban mati saat komposit,

$$\begin{aligned}\Delta_{Dc} &= \frac{5.W_{Dc}.L_b^4}{384.E_{cig}.I_g} \\ &= \frac{5 \times 11,57 \times 35600^4}{384 \times 29725,41 \times 410870326130,38} \\ &= 10,55 \text{ mm} \quad (\text{Ke arah bawah})\end{aligned}$$

5. Resume camber

Camber setelah transfer,  $\Delta_{afr\_transfer} = \Delta_p - \Delta_g$

$$\begin{aligned}&= 134,17 - 32,1 \\ &= 102,1 \text{ mm} \quad (\text{Ke atas})\end{aligned}$$

Faktor pengaruh waktu pada  $F_c = 1,8$

camber saat konstruksi,

Faktor pengaruh waktu  $F_d = 1,85$

defleksi saat konstruksi,

Total defleksi saat konstruksi,

$$\begin{aligned}\Delta_{constr} &= \Delta_p \cdot f_c - \Delta_g \cdot f_d \\ &= 134,17 \times 1,8 - 32,1 \times 1,85 \\ &= 182,16 \text{ mm (Ke arah atas)}\end{aligned}$$

6. Defleksi akibat beban hidup kendaraan

$$\text{Beban hidup BTR, } W_{BTR} = 15,34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup BGT, } W_{BGT} = 126,91 \text{ kN}$$

Deformasi akibat beban BTR penampang komposit,

$$\begin{aligned}\Delta_{BTR} &= \frac{5 \cdot W_{BTR} \cdot L_b^4}{384 \cdot E_{cg} \cdot I_{cg}} \\ &= \frac{5 \times 15,34 \times 35600^4}{384 \times 29725,41 \times 771729461338,41} \\ &= 12,51 \text{ mm}\end{aligned}$$

Deformasi akibat beban BGT penampang komposit,

$$\begin{aligned}\Delta_{BGT} &= \frac{W_{BGT} \cdot L_b^3}{48 \cdot E_{cg} \cdot I_{cg}} \\ &= \frac{5 \times 15,34 \times 35600^4}{48 \times 29725,41 \times 771729461338,41} \\ &= 4,65 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total deformasi beban hidup, } \Delta_{LL} &= \Delta_{BTR} + \Delta_{BGT} \\ &= 12,51 + 4,65 \\ &= 17,16 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat batas defleksi akibat beban lalu lintas,

$$\begin{aligned}\Delta_{LL\_allow} &= \frac{L_b}{800} \\ &= \frac{35600}{800} \\ &= 44,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Cek terhadap syarat,

$$\Delta_{LL} \leq \Delta_{LL\_allow}$$

$$17,16 \text{ mm} \leq 44,5 \text{ mm} \quad (\text{Aman})$$

Dari perhitungan diatas, dapat diketahui bahwa defleksi yang terjadi masih aman terhadap defleksi yang disyaratkan.

### 5.3.11 Desain Tulangan *Bursting*

Perencanaan tulangan *bursting* mengacu pada RSNI-T-12-2004. Adapun perhitungan desain tulangan *bursting* balok prategang dapat uraikan sebagai berikut.

1. Penentuan gaya prategang akibat jacking pada masing - masing tendon

$$\text{Luas satu strands,} \quad A_{strand} = 98,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah strands keseleuruhan,} \quad n_s = 65$$

$$\text{Tegangan baja prategang saat } jacking, \quad f_{pbt} = 1395 \text{ MPa}$$

$$\text{Gaya prategang akibat jacking} \quad P_j = A_{strand} \cdot n_i \cdot f_{pbt}$$

pada masing - masing tendon,

Sehingga hasil perhitungan gaya prategang saat *jacking* tiap tendon dapat di lihat pada tabel berikut.

**Tabel 5.32 Hasil Perhitungan Gaya Prategang Jacking Pada Tiap Tendon**

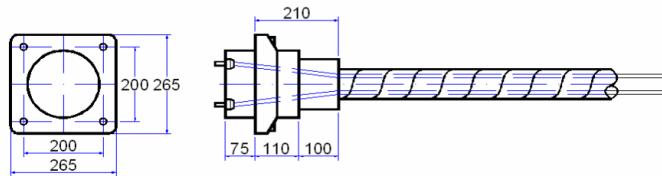
No Tendon	$n_i$ Strands	$A_{strand}$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{pbt}$ MPa	$P_j$ (kN)	Sudut Angkur
1	17	98,7	1395	2340,908	9,879
2	16	98,7	1395	2203,207	7,363
3	16	98,7	1395	2203,207	3,215
4	16	98,7	1395	2203,207	1,287

2. Pemakaian Angkur

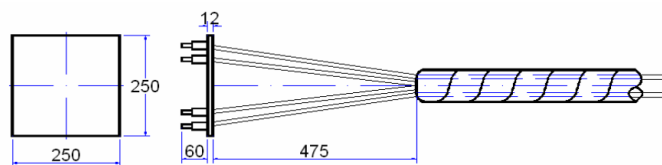
Angkur digunakan adalah tipe VSL. Adapun detail dimensi angkur yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut.



ANGKUR HIDUP	VSL
TIPE	19 Sc



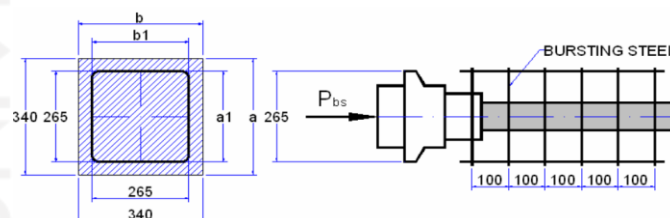
ANGKUR MATI	VSL
TIPE	19 P



**Gambar 5.40 Tipe dan Dimensi Angkur**

### 3. Perhitungan sengkang untuk *bursting force*

Desain sengkang dihitung dengan memperhitungkan dimensi pelat angkur yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



**Gambar 5.41 Dimensi Pelat Angkur**

Dimana perhitungan sengkang untuk *bursting force* yang digunakan dapat diuraikan sebagai berikut.

$$\text{Rasio perbandingan lebar plat angkur} \quad r_a = a_1/a$$

untuk sengkang arah vertikal,

$$\text{Rasio perbandingan lebar plat angkur} \quad r_b = b_1/b$$

untuk sengkang arah horizontal,

$$\text{Bursting force untuk sengkang} \quad P_{bta} = 0,3 \cdot (1 - r_a) \cdot P_j$$

arah vertikal,

*Bursting force* untuk sengkang arah horizontal,

$$P_{btb} = 0,3 \cdot (1 - r_b) \cdot P_j$$

Luas tulangan sengkang arah

$$A_{ra} = \frac{P_{bta}}{0,85 \cdot f_s}$$

vertikal yang diperlukan,

Luas tulangan sengkang arah

$$A_{rb} = \frac{P_{btb}}{0,85 \cdot f_s}$$

horizontal yang diperlukan,

Tegangan leleh baja sengkang,

$$f_y = 420000 \text{ kPa}$$

Tegangan ijin baja sengkang,

$$f_s = 0,578 \cdot f_y = 242760 \text{ kPa}$$

Digunakan Sengkang tertutup,

2D13 mm

Luas penampang sengkang,

$$A_s = 2 \times \pi / 4 \times D^2 = 0,000265 \text{ m}^2$$

Jumlah sengkang arah vertikal

$$n_a = \frac{A_{ra}}{A_s}$$

yang diperlukan,

Jumlah sengkang arah horizontal

$$n_b = \frac{A_{rb}}{A_s}$$

yang diperlukan,

Dengan bantuan persamaan persamaan diatas, didapatkan rekapitulasi perhitungan yang dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5.33 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Vertikal**

No Tendon	$P_j$	$a_1$	$a$	$r_a$	$P_{bta}$	$A_{ra}$	Jumlah Sengkang
	(kN)	(mm)	(mm)		(kPa)	(m <sup>2</sup> )	
1	2340,908	250	340	0,74	185,90	0,00090	3,39
2	2203,207	250	340	0,74	174,96	0,00085	3,19
3	2203,207	250	340	0,74	174,96	0,00085	3,19
4	2203,207	250	340	0,74	174,96	0,00085	3,19

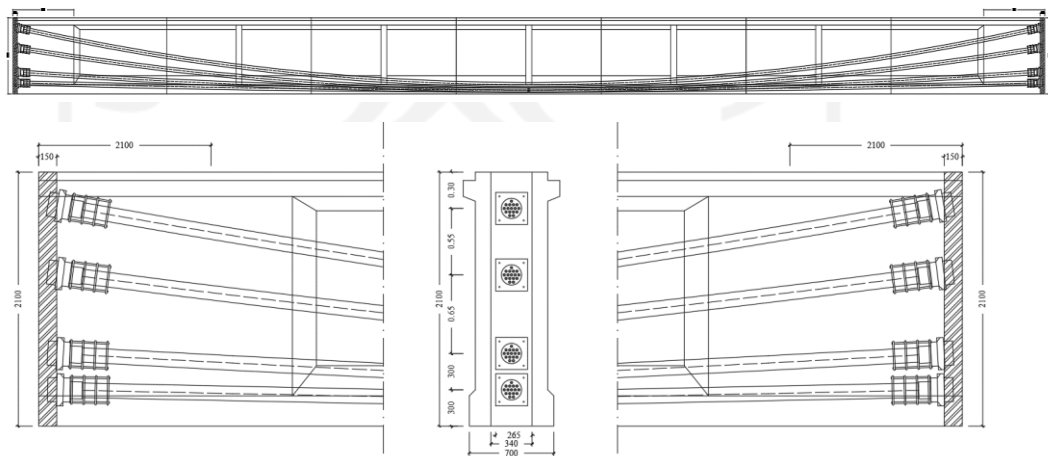
**Tabel 5.34 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Horizontal**

No Tendon	$P_j$	$a_1$	$a$	$r_a$	$P_{btb}$	$A_{rb}$	Jumlah Sengkang
	(kN)	(mm)	(mm)		(kPa)	(m <sup>2</sup> )	
1	2340,90765	250	340	0,74	185,90	0,0009	3,39
2	2203,2072	250	340	0,74	174,96	0,0008	3,19
3	2203,2072	250	340	0,74	174,96	0,0008	3,19
4	2203,2072	250	340	0,74	174,96	0,0008	3,19

**Tabel 5.35 Kesimpulan Sengkang Untuk *Bursting Force***

No Tendon	Angkur Hidup VSL		Angkur Mati VSL		Jumlah Sengkang
	$S_c$ (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	250	4
2	19	265	19	250	4
3	19	265	19	250	4
4	19	265	19 <td 250	4	

Dengan demikian penulangan Sengkang untuk *bursting force* dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5.42 Penulangan Sengkang Bursting Force**

## 5.4 Perancangan *Abutment* Jembatan

Konstruksi bangunan bawah jembatan Karangsambung meliputi perencanaan *abutment*, pilar dan pondasi. Struktur atas jembatan ditopang oleh 2 buah *abutment* di sisi kanan dan kiri jembatan serta 1 pilar di tengah jembatan. Data pengujian tanah yang didapatkan pada perencanaan jembatan Karangsambung sebanyak dua titik yaitu, BM1 pada daerah *abutment* 1, BM2 pada daerah *abutment* 2. Untuk data tanah digunakan data dengan kondisi tanah paling kritis yaitu pada titik BM1.

*Abutment* atau disebut juga kepala jembatan dirancang berdasarkan beban-beban yang bekerja termasuk beban vertikal yang berasal dari aksi struktur atas jembatan dan beban horizontal dari tekanan tanah dan gaya seismik.

### 5.4.1 Data Struktur Jembatan

Adapun data yang diperlukan untuk mendesain abutmen jembatan dapat dilihat sebagai berikut.

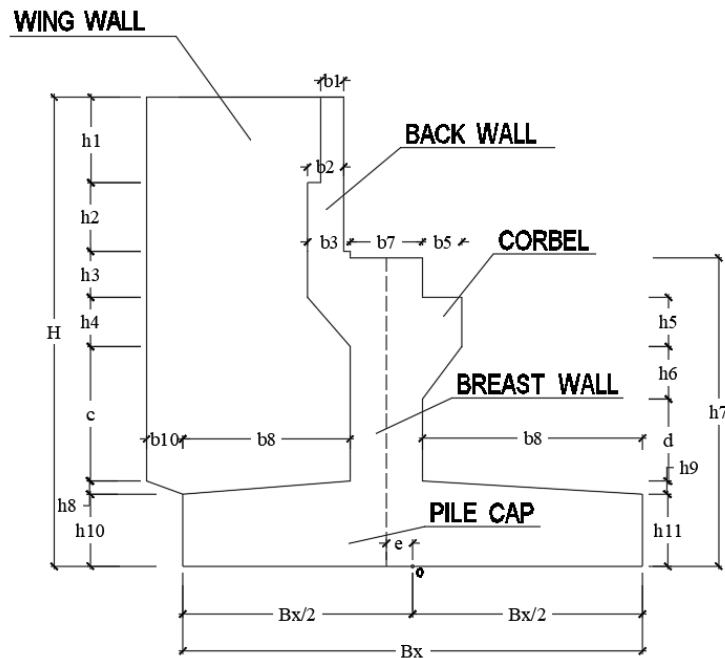
#### 1. Data Struktur Atas Jembatan

Panjang bentang,	$L_b$	= 35,6 m
Lebar jembatan,	b	= 10 m
Tinggi jembatan,	h	= 7,2 m
Lebar lajur,	$b_1$	= 7 m
Lebar trotoar,	$b_{tr}$	= 7 m
Tebal trotoar,	$t_{tr}$	= 0,3 m
Tebal pelat jembatan,	$t_s$	= 0,25 m
Tebal aspal,	$t_a$	= 0,1 m
Tebal genangan air hujan,	$t_h$	= 0,05 m
Tinggi gelagar,	$h_g$	= 2,10 m
Jarak antar gelagar,	s	= 1,85 m
Tinggi bidang samping jembatan,	$h_a$	= 3,55 m

#### 2. Data Dimensi *Abutment*

*Abutment* jembatan Karangsambung dirancang memiliki ukuran yang sama di kedua sisi jembatan, karena ketinggian yang relatif sama. Namun tentunya dalam segi kondisi tanah sesuai hasil uji SPT cukup berbeda. Sehingga pada tugas akhir

ini, perhitungan dilakukan mengacu *abutment* yang paling kritis yaitu *abutment* pada BM1 yang memiliki kedalaman tanah keras lebih dalam.



**Gambar 5.43 Dimensi Abutment Jembatan**

Adapun dimensi untuk masing- bagian dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 36 Dimensi Abutment Jembatan**

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	KETERANGAN	NOTASI	(m)
h <sub>1</sub>	1,00	b <sub>1</sub>	0,35	Panjang <i>Abutment</i>	B <sub>y</sub>	10,00
h <sub>2</sub>	1,35	b <sub>2</sub>	0,55	Tebal Wing-wall	h <sub>w</sub>	0,60
h <sub>3</sub>	0,70	b <sub>3</sub>	0,65	<b>TANAH TIMBUNAN</b>		
h <sub>4</sub>	0,75			Berat volume, $\gamma_s =$	17	kN/m <sup>3</sup>
h <sub>5</sub>	0,75	b <sub>5</sub>	0,60	Sudut gesek, $\phi =$	35	°
h <sub>6</sub>	0,80			Kohesi, C =	0	kPa
h <sub>7</sub>	4,50	b <sub>7</sub>	1,00	<b>TANAH ASLI ( DI DASAR PILECAP)</b>		
h <sub>8</sub>	0,20	b <sub>8</sub>	2,25	Berat volume, $\gamma_s =$	19	kN/m <sup>3</sup>
h <sub>9</sub>	0,20	b <sub>9</sub>	3,25	Sudut gesek, $\phi =$	35	°
h <sub>10</sub>	1,3	b <sub>10</sub>	1,05	Kohesi, C =	200	kPa
h <sub>11</sub>	1,3			<b>BAHAN STRUKTUR</b>		
c	1,65	B <sub>x</sub>	6,50	Mutu Beton	25	MPa
d	0,85			Mutu Baja Tulangan	U - 42	
				Modulus Elastis	23500	MPa
					23500000	kN/m <sup>2</sup>

### 3. Data Mutu Bahan dan Material

#### a. Mutu material *abutment*

Berat volume beton,  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Mutu beton,  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja  $f_y = 420 \text{ MPa}$

#### b. Data tanah

Dalam tugas akhir ini, yang terdapat pada data tanah N-SPT hanyalah nilai pukulannya. Sehingga untuk data spesifikasi tanah asli pada kedalaman pile cap diasumsikan sebagai berikut.

Berat volume tanah,  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi,  $c = 200 \text{ kN/m}^2$

#### c. Tanah timbunan daerah *wing wall*

##### 1) Material *wing wall*

Berat volume beton,  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Mutu beton,  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja  $f_y = 420 \text{ MPa}$

##### 2) Tanah timbunan

Berat volume tanah,  $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi,  $C = 0 \text{ kN/m}^2$

### 5.4.2 Pembebanan *Abutment*

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada *abutment*. Adapun perhitungan pembebanan pada *abutment* adalah sebagai berikut.

#### 1. Pembebanan Pada Tepi bawah *Pile Cap*

Pembebanan dilakukan untuk menentukan besarnya gaya-gaya yang bekerja pada dasar pile cap. Perhitungan pembebanan pada dasar pile cap diuraikan sebagai berikut.

a. Berat Mati Sendiri (*MS*)

## 1) Berat mati sendiri struktur atas

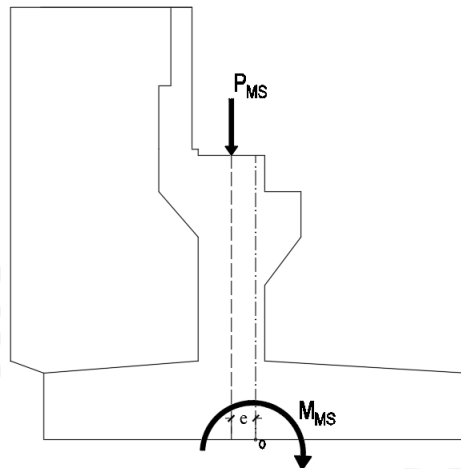
Berat sendiri struktur atas terdiri dari semua gelagar, pelat, trotoar, dan diafragma. Adapun perhitungan berat sendiri struktur atas ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.37 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas**

No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		B (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	10,00	0,25	35,60	1	25,00	kN/m <sup>3</sup>	2225,00
2	Deck slab	1,25	0,07	35,60	4	25,00	kN/m <sup>3</sup>	311,50
3	Trotoar (slab, sandaran, dll)			35,60	2	16,48	kN/m	1173,02
4	Balok prategang			35,60	5	18,74	kN/m	3335,28
5	Diafragma			35,60	4	2,91	kN/m	414,40
Total berat sendiri struktur atas,							$W_{MS} =$	7459,20

Dikarenakan *abutment* hanya menerima setengah dari panjang struktur atas jembatan, maka.

$$\begin{aligned}
 P_{MS\_strukturatas} &= \frac{1}{2} \times W_{MS} \\
 &= \frac{1}{2} \times 7459,20 \\
 &= 3729,598 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.44 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas**

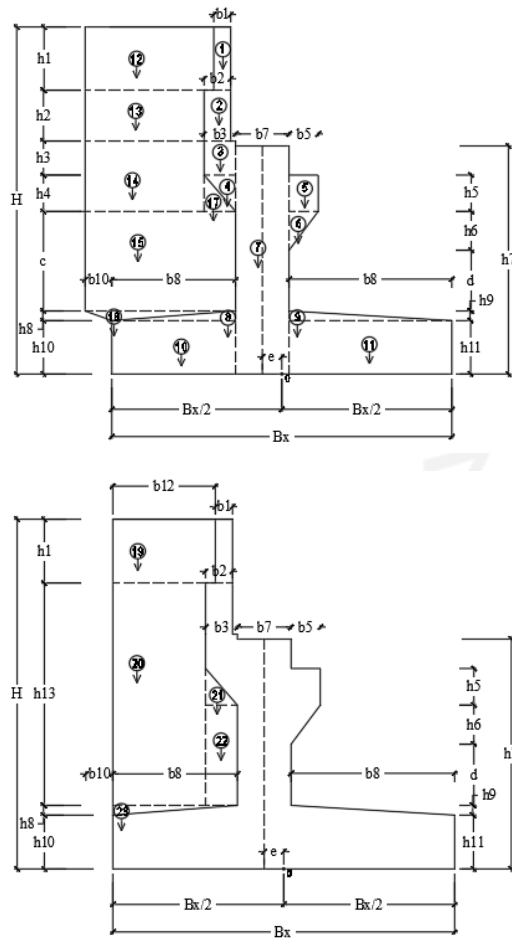
Beban  $P_{MS}$  bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{MS}$  menghasilkan momen.

$$\begin{aligned}
 \text{Eksentrisitas} \quad e &= -0,50 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat berat sendiri} \quad M_{MS} &= P_{MS} \times e \\
 &= 3729,598 \times -0,50 \\
 &= -1864,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

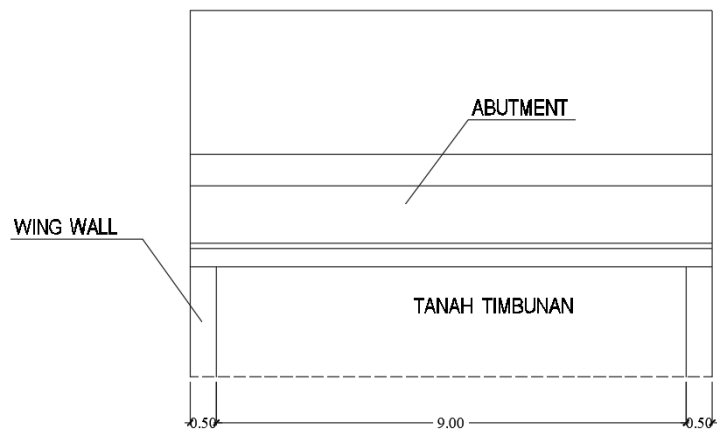
2) Berat sendiri struktur bawah

Perhitungan berat sendiri struktur bawah terdiri dari berat setiap komponen *abutment*, wing wall dan tekanan tanah.





Gambar 5.45 Berat Sendiri Abutment dan Tanah Timbunan



Gambar 5.46 Lebar Abutment, Wing Wall, dan Timbunan Tanah

Berikut merupakan perhitungan gaya dan momen pada *abutment*.

**Tabel 5.38 Perhitungan Berat Sendiri *Abutment***

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
<b>ABUTMENT</b>							
1	0,35	1,00	1	-1	84,00	1,28	-107,10
2	0,55	1,35	1	-1	178,20	1,38	-245,03
3	0,65	0,70	1	-1	109,20	1,33	-144,69
4	0,65	0,75	0,5	-1	58,50	1,22	-71,18
5	0,60	0,75	1	1	108,00	0,30	32,40
6	0,60	0,80	0,5	1	57,60	0,20	11,52
7	1,00	4,50	1	-1	1080,00	0,50	-540,00
8	2,25	0,20	0,5	-1	54,00	1,75	-94,50
9	3,25	0,20	0,5	1	78,00	1,08	84,50
10	2,25	1,30	1	-1	702,00	2,13	-1491,75
11	3,25	1,30	1	1	1014,00	1,63	1647,75
<b>WING WALL</b>							
12	2,85	1,00	1	-1	82,08	2,88	-235,98
13	2,65	2,05	1	-1	156,46	2,98	-465,46
14	2,65	0,75	1	-1	57,24	2,98	-170,29
15	3,30	1,65	1	-1	156,82	2,65	-415,56
16	3,30	0,20	0,5	-1	9,50	3,20	-30,41
17	0,65	0,75	0,5	-1	7,02	1,43	-10,06
18	Lateral stop block		0,2	1	10,00	10,00	0,00
<b>TANAH</b>							
19	1,80	1,35	1	-1	513,22	2,35	-1206,06
20	1,60	4,450	1	-1	1503,74	2,45	-3684,17
21	0,65	0,75	0,5	-1	51,48	1,43	-73,79
22	0,65	1,65	1	-1	226,51	1,33	-300,13
23	2,25	0,20	0,5	-1	47,52	2,50	-118,80
					P <sub>MS</sub> = 6345,09	M <sub>MS</sub> =	-7628,78

3) Rekapitulasi berat sendiri

Adapun hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 39 Rekapitulasi Berat Sendiri Pada *Abutment***

No	Berat sendiri	P <sub>MS</sub> (kN)	M <sub>MS</sub> (kNm)
1	Struktur atas (slab, trotoar, girder, dll)	3729,60	-1864,0
2	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	6345,09	-7628,78
	Jumlah	10074,69	-9493,58

b. Berat Mati Tambahan ( $MA$ )

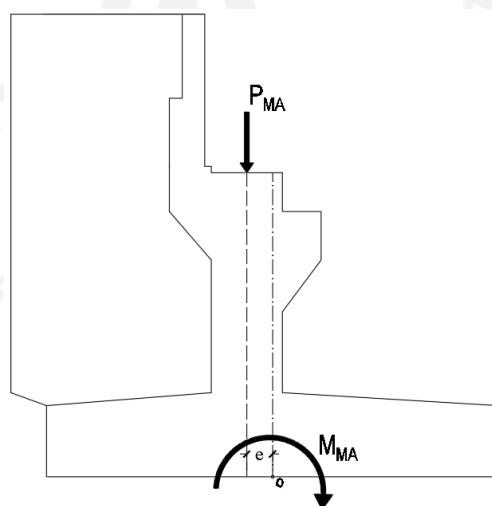
Berat mati tambahan merupakan beban yang berada pada bagian struktur atas jembatan selain berat sendiri jembatan, yang berupa elemen non-struktural jembatan misalnya, aspal dan genangan air. Hasil perhitungan berat mati tambahan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 40 Rekapitulasi Berat Mati Tabahan *Abutment***

No	Jenis	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0,10	7,00	35,60	1	22,40	558,21
2	Air hujan	0,05	10,00	35,60	1	9,80	174,44
$W_{MA} =$							732,65

Dikarenakan *Abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka:

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 732,65 \\
 &= 366,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 47 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Abutment***

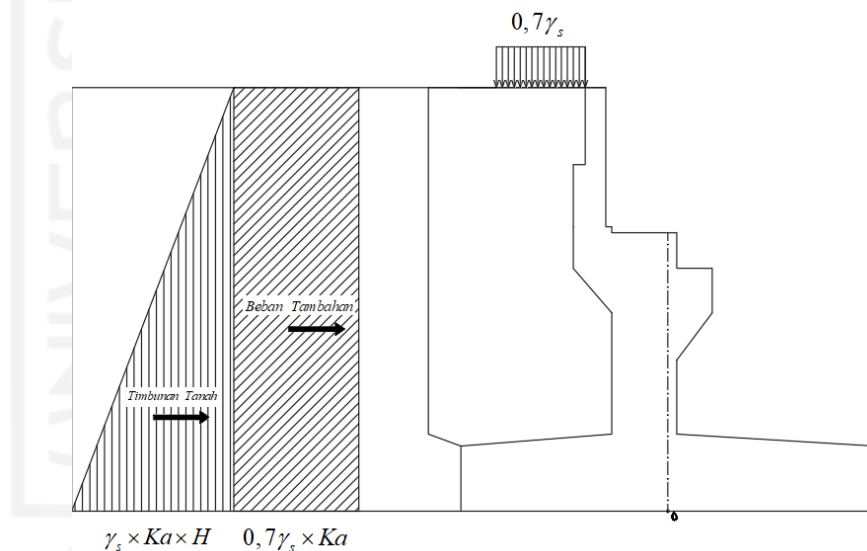
Beban  $P_{MA}$  bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{MA}$  menghasilkan momen.

$$\text{Eksentrisitas } e = -0,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri } M_{MA} &= P_{MA} \times e \\ &= 366,3 \times -0,50 \\ &= -183,162 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tekanan Tanah Aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah pada belakang dinding penahan menerima beban tambahan yang nilainya setara dengan tanah setebal 0,7 m dan bekerja secara merata pada bagian tanah yang terlewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 48 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada Abutment**

Tinggi Abutment,	$H$	$= 6,95 \text{ m}$
Lebar timbunan tanah,	$B_y'$	$= 8,8 \text{ m}$
Berat volume tanah,	$\gamma_s$	$= 17 \text{ kN/m}^3$
Sudut gesek dalam,	$\phi$	$= 35^\circ$
Sudut geser antara urukan dan dinding,	$\delta$	$= 25^\circ$ (Berdasarkan Tabel 3.8)
Sudut pada urukan	$\beta$	$= 0^\circ$

terhadap garis horizontal,

$$\text{Sudut pada dinding belakang} \quad \theta \quad = 90^\circ$$

terhadap garis horizontal,

$$\text{Faktor pengurangan kekuatan,} \quad K_\phi^R \quad = 0,7$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut geser efektif tanah,} \quad \phi_f' &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$\begin{aligned} \Gamma &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f' + \delta) \sin(\phi_f' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \\ &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(26,11^\circ + 25^\circ) \sin(26,11^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2 \\ &= 1,61 \\ K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90^\circ + 26,11^\circ)}{1,61 [\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 25^\circ)]} \\ &= 0,55 \end{aligned}$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

- 1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times B_y' \times H \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 6,95 \\ &= 400,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times K_a \times B_y' \times H \times H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 6,95 \times 6,95$$

$$= 1990,52 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 41 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif**

*Abutment*

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$TA_1$	400,97	$y = H / 2$	3,475	1393,37
2	$TA_2$	1990,52	$y = H / 3$	2,317	4611,38
		$T_{TA} =$	2391,49	$M_{TA} =$	6004,75

Gaya akibat tekanan tanah aktif ( $T_{TA}$ ) = 2391,49 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif ( $M_{TA}$ ) = 6004,75 kNm

d. Beban lajur "D" ( $TD$ )

1) Beban terbagi merata ( $BTR$ )

Panjang jembatan,  $L = 70 \text{ m}$

Panjang satu bentang jembatan,  $L_b = 35,6 \text{ m}$

Lebar lajur kendaraan,  $r = 7 \text{ m}$

Faktor beban Binamarga,  $FBM = 100\%$

$$q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L_b} \right)$$

$$= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{36,5} \right)$$

$$= 8,29 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata,  $W_{BTR} = q \times r \times L_b \times FBM$

$$= 4,24 \times 7 \times 35,6 \times 100\%$$

$$= 2066,4 \text{ kN}$$

2) Beban garis tegak ( $BGT$ )

Intensitas BGT  $p = 49 \text{ kN/m}$

Panjang satu bentang jembatan,  $L_b = 35,6 \text{ m}$

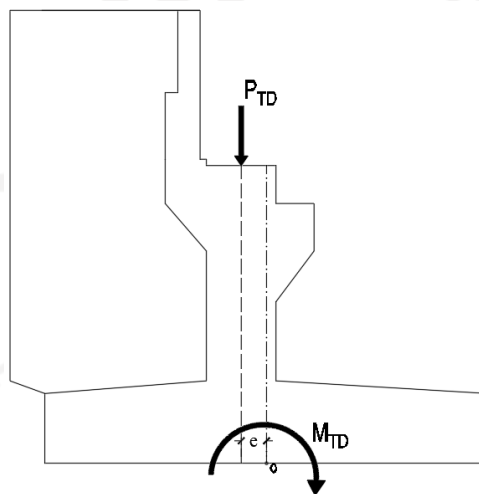
Lebar lajur kendaraan,	$r$	$= 7 \text{ m}$
Faktor beban dinamis,	$FBD$	$= 40\%$
Beban garis tegak,	$W_{BGT}$	$= (1 + FDB) \times p \times r \times FBM$
		$= (1 + 0,4) \times 49 \times 7 \times 1$
		$= 480,2 \text{ kN}$

Sehingga total beban lajur “D” dapat diperhitungkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 W_{TD} &= W_{BTR} + W_{BGT} \\
 &= 2066,4 + 480,2 \\
 &= 2546,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

$$\begin{aligned}
 P_{TD} &= \frac{1}{2} \times W_{TD} \\
 &= \frac{1}{2} \times 2546,6 \\
 &= 1273,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 49 Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” Pada Abutment**

Beban  $P_{TD}$  bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{TD}$  menghasilkan momen.

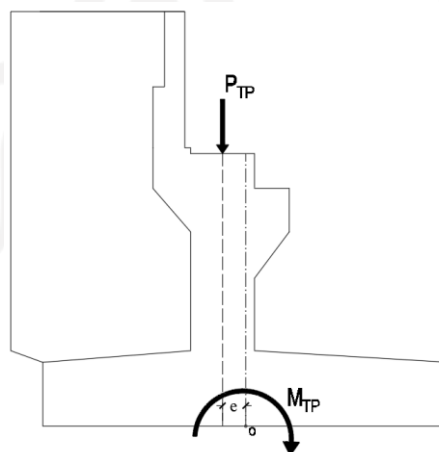
$$\begin{aligned}
 \text{Eksentrisitas } e &= -0,45 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat berat sendiri, } M_{TD} &= P_{TD} \times e \\
 &= 1273,3 \times -0,50 \\
 &= -636,65 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Beban } q_{TP} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Panjang satu bentang jembatan, } L_b &= 35,6 \text{ m} \\
 \text{Lebar trotoar, } b_{tr} &= 1 \text{ m} \\
 \text{Jumlah trotoar, } n_{tr} &= 2 \\
 \text{Berat sendiri pejalan kaki, } W_{TP} &= L_b \times q_{TP} \times b_{tr} \times n_{tr} \\
 &= 35,6 \times 5 \times 1 \times 2 \\
 &= 356 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

$$\begin{aligned}
 P_{TP} &= \frac{1}{2} \times W_{TP} \\
 &= \frac{1}{2} \times 356 \\
 &= 178 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 50 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada *Abutment***



Beban  $P_{TP}$  bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{TP}$  menghasilkan momen.

$$\text{Eksentrisitas } e = -0,45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri, } M_{TP} &= P_{TP} \times e \\ &= 178 \times -0,50 \\ &= -89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

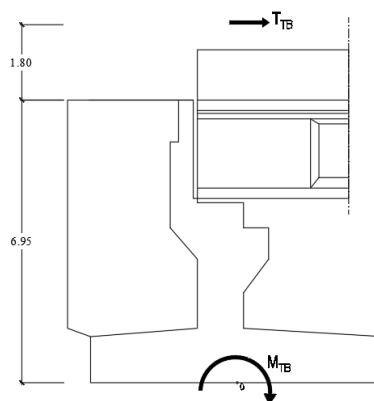
f. Beban gaya rem ( $T_B$ )

Mengacu pada SNI 1725-2016, besar gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Beban gaya rem bekerja lantai kendaraan. Pada perhitungan struktur atas telah dihitung beban akibat gaya rem kendaraan pada 1 gelagar. Sehingga beban gaya rem pada *abutment* dapat diperhitungkan sebagai berikut.

$$\text{Beban gaya rem pada satu gelagar, } q_{TB} = 30,66 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah gelagar, } n_g = 5$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gaya rem, } T_{TB} &= q_{TB} \times n_g \\ &= 30,66 \times 5 \\ &= 153,32 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 51 Reaksi Perletakan Beban Gaya Rem Pada *Abutment***

Beban  $T_{TB}$  berkerja di ketinggian 1,8 m dari atas jembatan, sehingga teradapat lengan agar sejajar dengan titik tengah pile cap yang mengakibatkan beban  $P_{TB}$  menghasilkan momen.

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik berat pile cap, } Y_{TB} &= H + 1,8 \\ &= 6,95 + 1,8 \\ &= 8,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri, } M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 153,32 \times 8,75 \\ &= 1341,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Beban angin ( $EW$ )

1) Beban angin struktur ( $EWS$ )

Dari perhitungan pembebanan struktur atas, didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\text{Gaya tekan angin horizontal, } P_{1H} = 30,06 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan angin vertikal, } P_{1V} = 92,38 \text{ kN}$$

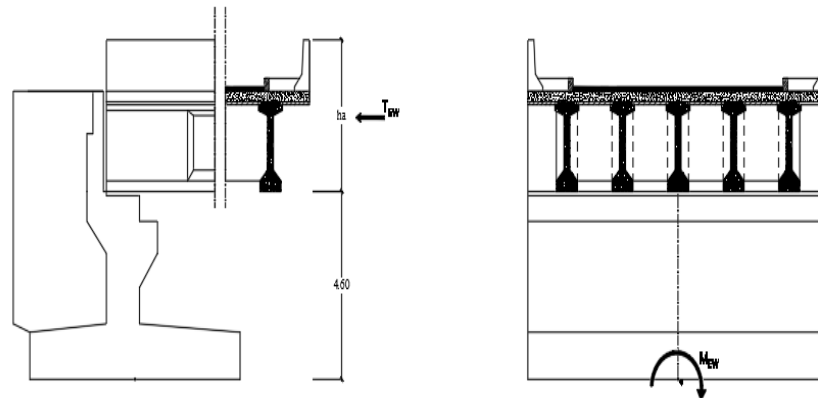
$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin gelagar 1, } P_1 &= P_{1H} + P_{1V} \\ &= 122,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan gelagar 1, } a_1 = 3,7 \text{ m}$$

$$\text{Lengan gelagar 2, } a_2 = 1,85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin gelagar 2, } P_2 &= \frac{a_2}{a_1} \times P_1 \\ &= 61,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya total akibat beban} & P_{EWS} = P_1 + P_2 \\ \text{angin struktur,} & = 183,64 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 52 Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur Pada Abutment**

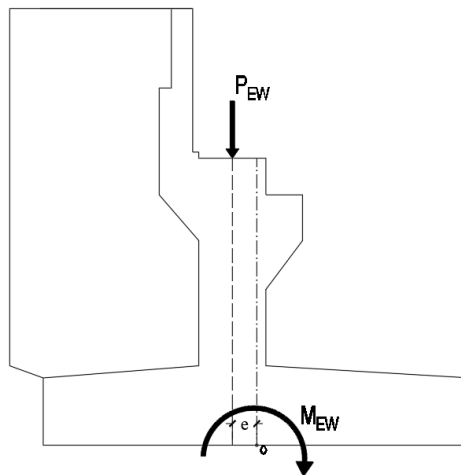
Beban  $T_{EWS}$  berkerja di tengah bidang samping jembatan, sehingga teradapat lengan agar sejajar dengan titik tengah pile cap yang mengakibatkan beban  $P_{EWS}$  menghasilkan momen.

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin horizontal,} \quad T_{EWS} &= 156,64 \text{ kN} \\ \text{Tinggi bidang samping,} \quad h_a &= 3,55 \text{ m} \\ \text{Lengan terhadap dasar pile cap,} \quad y &= 6,375 \text{ m} \\ \text{Momen akibat angin struktur,} \quad M_{EWS} &= T_{EWS} \times y \\ &= 998,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Beban angin kendaraan( $EWL$ )

Dari perhitungan pembebanan struktur atas, didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang jembatan,} \quad L_b &= 35,6 \text{ m} \\ \text{Beban angin kendaraan,} \quad q_{EWL} &= 1,5 \text{ kN/m} \\ \text{Reaksi perletakan akibat} \quad P_{EWL} &= L_b \times q_{EWL} \\ \text{beban angin kendaraan,} &= 53,46 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 53 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada Abutment**

Beban  $P_{EWL}$  bertumpu di titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{EWL}$  menghasilkan momen.

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas} \quad e &= -0,10 \text{ m} \\ \text{Momen akibat berat sendiri,} \quad M_{EWL} &= P_{EWL} \times e \\ &= 53,46 \times -0,50 \\ &= -26,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Gempa vertikal ( $EQV$ )

Berdasarkan SNI 2833 (2016) gempa vertikal dihitung dari 10% reaksi beban permanen, dimana beban permanen merupakan beban mati sendiri dan beban mati tambahan.

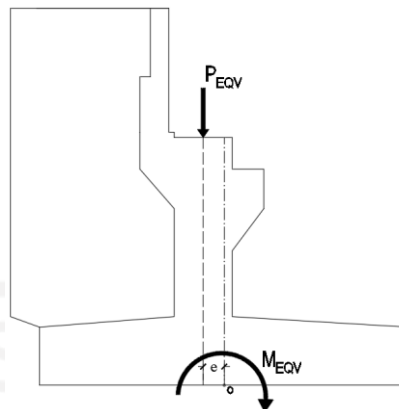
Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas (PMS)} = 3729,60 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan (PMA)} = 366,3 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{EQV} &= 10\% \times (P_{MS} + P_{MA}) \\ &= 10\% \times (3729,60 + 366,3) \\ &= 409,59 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 54 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada Abutment**

Beban  $P_{EQV}$  bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban  $P_{EWL}$  menghasilkan momen.

Eksentrisitas  $e = -0,10 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri, } M_{EQV} &= P_{EQV} \times e \\ &= 409,59 \times -0,5 \\ &= -204,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

i. Gempa lateral (*EQL*)

Pada SNI 2833 (2016) menjelaskan bahwa jembatan bentang majemuk perlu dianalisis menggunakan metode spektra moda tunggal yang dapat diuraikan sebagai berikut.

1) Analisis kelas situs

Pada perencanaan jembatan Karangsembung data yang diperoleh berupa pengujian *N-SPT* (*Standar Penetration Test*). Dari data tersebut dapat diperhitungkan nilai  $N$  rata-rata ( $\bar{N}$ ).

$$\bar{N} = \frac{\sum ti}{\sum \left( \frac{ti}{n} \right)} = 51,69$$

Berdasarkan Tabel 3.14 Klasifikasi Kelas Situs, dengan  $\bar{N} > 50$  maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah keras (SC).

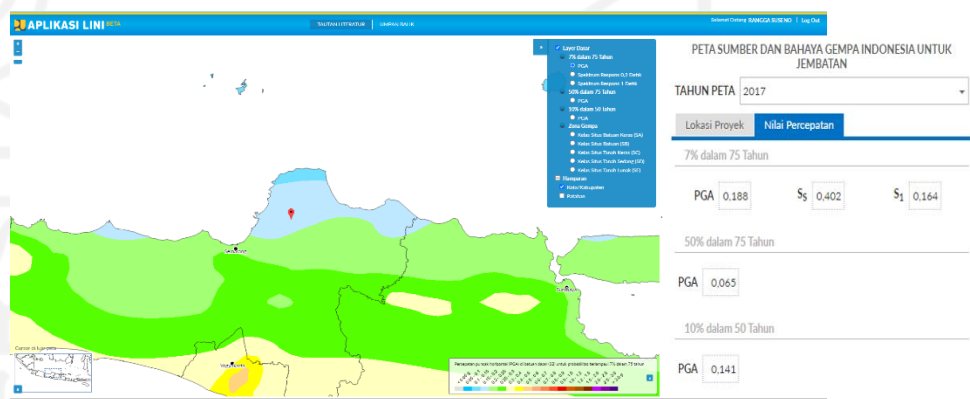
- 2) Menentukan nilai PGA,  $S_S$  dan  $S_I$  berdasarkan peta gempa.

Berdasarkan peta gempa pada aplikasi LINI yang dikembangkan oleh Binamarga, sesuai dengan koorditan lokasi jembatan Karangsambung didiapatkan nilai sebagai berikut.

$$PGA = 0,188 \text{ g}$$

$$S_S = 0,402 \text{ g}$$

$$S_I = 0,164 \text{ g}$$



**Gambar 5. 55 Nilai PGA,  $S_S$  dan  $S_I$  Dengan Aplikasi LINI**

(Sumber : Aplikasi LINI, 2022)

- 3) Menentukan faktor situs  $F_{PGA}$ ,  $F_a$  dan  $F_v$

Dari nilai PGA,  $S_S$  dan  $S_I$  dengan kelas situ tanah keras (SC), didapatkan nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 sebagai berikut.

$$F_{PGA} = 1,2$$

$$F_a = 1,2$$

$$F_v = 1,764$$

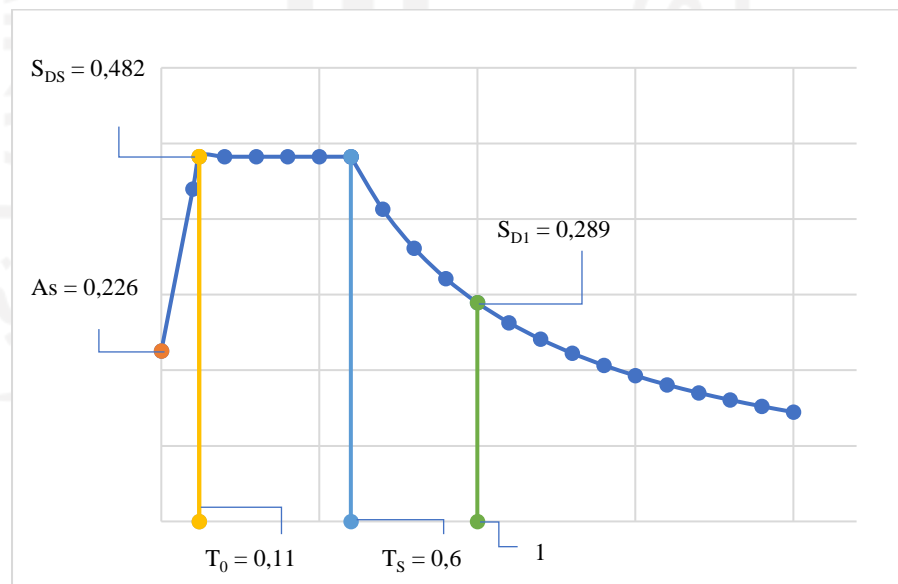
- 4) Menggambar grafik respon spektra

Nilai- nilai pada grafik respon spektra dihitung berdasarkan Gambar 3.20 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah.

$$\begin{aligned} A_S &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,2 \times 0,188 \\ &= 0,226 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_A \times S_s \\
 &= 1,2 \times 0,402 \\
 &= 0,482 \\
 S_{D1} &= F_V \times S_1 \\
 &= 1,764 \times 0,164 \\
 &= 0,289 \\
 T_s &= \frac{S_{DS}}{S_{D1}} \\
 &= \frac{0,482}{0,289} \\
 &= 0,6 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,6 \\
 &= 0,11
 \end{aligned}$$

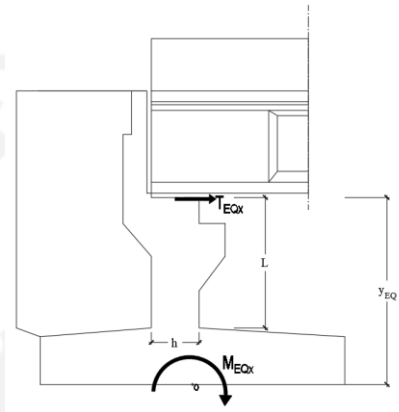
Adapun grafik respon spektra dari nilai- nilai di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 56 Grafik Respon Spektra**

5) Beban gempa horizontal arah x ( $EQX$ )

Beban gempa lateral arah x ( $EQX$ ) adalah beban seismik yang bekerja secara longitudinal jembatan. Adapun perhitungan nilai  $EQX$  adalah sebagai berikut.



**Gambar 5. 57 Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah X  
Pada Abutment**

Berat struktur,	$W_t$	$= P_{MS} + P_{MA}$
		$= 10441,01 \text{ kN}$
Mutu beton,	$f'_c$	$= 25 \text{ MPa}$
Modulus elastis beton,	$E$	$= 23500000 \text{ kPa}$
Tinggi <i>breast wall</i> ,	$L$	$= 3$
Lebar <i>breast wall</i> ,	$h$	$= 1 \text{ m}$
Lebar <i>abutment</i> ,	$B_y$	$= 10 \text{ m}$
Momen Inersia arah x,	$I_x$	$= \frac{1}{12} \times B_y \times h^3$
		$= \frac{1}{12} \times 10 \times 1^3$
		$= 0,833 \text{ m}^4$
Kekakuan struktur,	$K_x$	$= \frac{3EI}{L}$
		$= \frac{3 \times 23500000 \times 0,833}{3}$



$$= 19583333,33 \text{ kN/m}$$

Waktu periode alami,  $T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_x}}$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{10441,01}{9,81 \times 19583333,33}}$$

$$= 0,046$$

Karena  $T_x < T_0$  maka,

Koefisien respons gempa elastis,

$$C_{smx} = S_{DS} - A_S \times \frac{T_x}{T_0} + A_S$$

$$= 0,482 - 0,226 \times \frac{0,046}{0,11} + 0,226$$

$$= 0,325$$

Faktor modifikasi respons,  $R = 0,8$

Berat seismik,  $W = P_{MS\_str.atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD}$

$$= 4477,91 \text{ kN}$$

Gaya gempa arah x,  $T_{EQx} = \frac{C_{smx}}{R} \times W$

$$= 1817,89 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik  $y_{EQ} = h_7$

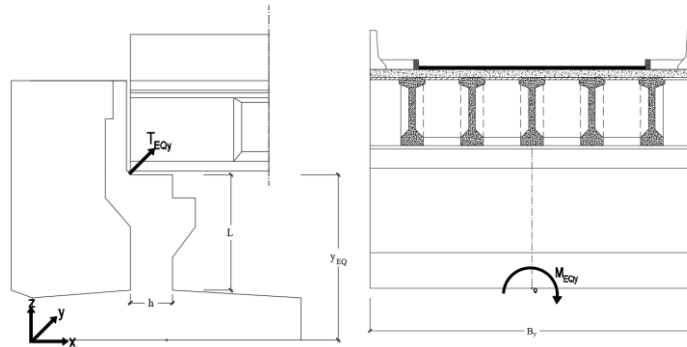
berat *pile cap*,  $= 4,5 \text{ m}$

Momen akibat gempa arah x,  $M_{EQx} = T_{EQx} \times y_{EQ}$

$$= 8180,52 \text{ kNm}$$

6) Beban gempa horizontal arah y ( $EQ_y$ )

Beban gempa lateral arah y ( $EQ_y$ ) merupakan beban seismik yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai  $EQ_y$  dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.



**Gambar 5. 58 Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah Y  
Pada Abutment**

$$\begin{aligned} \text{Momen Inersia arah } y, \quad I_y &= \frac{1}{12} \times B_y^3 \times h \\ &= \frac{1}{12} \times 10^3 \times 1 \\ &= 83,333 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur,} \quad K_y &= \frac{3EI}{L} \\ &= 1958333333 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu periode alami,} \quad T_y &= \frac{C_{smx}}{R} \times W \\ &= 0,0046 \end{aligned}$$

Karena  $T_y < T_0$  maka,

$$\begin{aligned} \text{Koefisien respons gempa elastis, } C_{smy} &= S_{DS} - A_s \times \frac{T_y}{T_0} + A_s \\ &= 0,235 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor modifikasi respons,} \quad R = 0,8$$

$$\begin{aligned} \text{Berat seismik,} \quad W &= P_{MS\_str. atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD} \\ &= 4477,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa arah } y, \quad T_{EQy} &= \frac{C_{smy}}{R} \times W \\ &= 1318,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap titik} \quad y_{EQ} &= h_7 \\
 \text{berat pile cap,} &= 4,5 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat gempa arah x,} \quad M_{EQy} &= T_{EQy} \times y_{EQ} \\
 &= 5932,27 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

j. Tekanan tanah akibat gempa

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

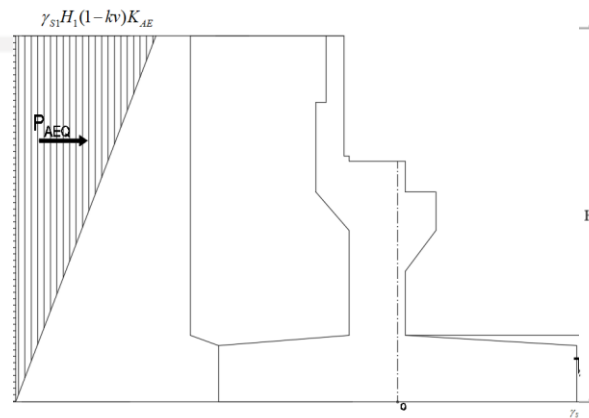
$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi tanah timbunan,} \quad H_1 &= 6,95 \text{ m} \\
 \text{Lebar timbunan tanah,} \quad B_{y1} &= 8,8 \text{ m} \\
 \text{Berat volume tanah timbunan,} \quad \gamma_{s1} &= 17 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut gesek dalam tanah timbunan,} \quad \phi_1 &= 35^\circ \\
 \text{Koehsi tanah timbunan,} \quad C_1 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Sudut geser antara} & \quad \delta = 25^\circ \text{ (Berdasarkan Tabel 3.8)} \\
 \text{urukan dan dinding,} & \\
 \text{Sudut kemiringan timbunan,} \quad i &= 0^\circ \\
 \text{Koefisien percepatan vertikal,} \quad kv &= 0^\circ \\
 \text{Kemiringan dinding } abutment, \quad \beta_a &= 0^\circ \\
 \text{Koefisien respons gempa elastis,} \quad C_{sm} &= 0,325 \\
 \text{Besar sudut,} \quad \theta &= \tan^{-1}(C_{sm}) \\
 &= \tan^{-1}(0,325) \\
 &= 17,99^\circ
 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan aktif seismik,

$$\begin{aligned}
 K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi_1 - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi_1) \sin(\phi_1 - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2} \\
 &= \frac{\cos^2(35 - 17,99 - 0)}{\cos 17,99 \cos^2 0 \cos(25 + 17,99 + 0)}
 \end{aligned}$$

$$\times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(25 + 35) \sin(35 - 17,99 - 0)}{\cos(25 + 17,99 + 0) \cos(0 - 0)}} \right)^{-2}$$

$$= 0,52$$



**Gambar 5. 59 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada  
Abutment**

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Tekanan tanah aktif akibat gempa,

$$T_{TEQ1} = \frac{1}{2} \times \gamma_{s1} \times (1 - kv) \times K_{AE} \times B_{y1} \times H_1^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times (1 - 0) \times 0,52 \times 8,8 \times 6,95^2$$

$$= 1882,16 \text{ kN}$$

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa,

Lengan terhadap titik berat *pile cap*,

$$y = \frac{2}{3} H_1$$

$$= \frac{2}{3} \times 6,95$$

$$= 4,633 \text{ m}$$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,

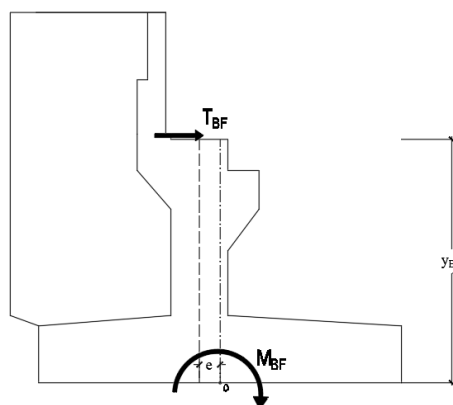
$$M_{TEQ} = y \times T_{TEQ1}$$

$$= 8720,7 \text{ kNm}$$

k. Beban gesekan perletakan ( $BF$ )

Beban gesekan perletakan,  $T_{BF}$  dihitung dengan mengasumsikan elastomer yang digunakan sebagai berikut.

Dimensi elastomer,		= 600 x 600 mm
Tebal pelat baja,		= 5 mm
Tebal lapisan dalam karet,		= 15 mm
Jumlah lapisan karet elastomer,		= 6 buah
Kekakuan geser setiap lapisan karet,		= $18,5 \times 10^3$ kN/m
Nilai kekakuan geser,	$K$	= $18,5 \times 10^3 \times 6$ = 111000 kN/m
Koefisien muai panjang beton pelat lantai,	$\alpha$	= 0,000011 °C
Panjang 1 bentang jembatan,	$L$	= 35,6 m
Suhu max desain,	$T_{\max}$	= 40 °C
Suhu min desain,	$T_{\min}$	= 15 °C
Muai jembatan akibat temperatur,	$\Delta T$	= $\alpha \times L \times (T_{\max} - T_{\min})$ = 0,0098
Beban gesekan perletakan,	$T_{BF}$	= $K \times \Delta T$ = 1086,69 kN



**Gambar 5. 60 Reaksi Perletakan Beban Gesekan Perletakan Pada Abutment**

Lengan terhadap titik berat *pile cap*  $y_{BF} = 4,5 \text{ m}$

Momen akibat gesekan perletakan,  $M_{BF} = T_{BF} \times y_{BF}$   
 $= 4890,11 \text{ kN/m}$

l. Rekapitulasi pembebanan

Adapun hasil rekapitulasi perhitungan pembebanan pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 42 Rekapitulasi Pembebanan Pada Abutment**

No.	Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	MS	10074,7	-9493,6	-	-	-
2	Beban mati tambahan	MA	366,32	-183,16	-	-	-
3	Tekanan Tanah aktif	TA	-	6004,75	-	2391,49	-
B.	Beban lalu lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1273,30	-636,65	-	-	-
5	Beban pejalan kaki	TP	178,00	-89,00	-	-	-
6	Gaya rem	TB	-	1341,55	-	153,32	-
C.	Beban aksi lingkungan						
7	Beban angin struktur	EWS	183,64	-	998,58	-	156,64
8	Beban angin kendaraan	EWL	53,46	-26,73	-	-	-
9	Beban gempa vertikal	EQ <sub>v</sub>	409,59	-204,80	-	-	-
10	Beban gempa arah x	EQ <sub>x</sub>	-	8180,52	-	1817,89	-
11	Beban gempa arah y	EQ <sub>y</sub>	-	-	5932,27	-	1318,28
12	Tekanan tanah gempa	T <sub>TEQ</sub>	-	8916,28	-	1924,38	-
D.	Beban aksi lainnya						
13.	Gesekan perletakan	BF	-	4890,11	-	1086,69	-

m. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada tepi *pile cap abutment* adalah kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa dan kombinasi daya layan. Hal ini dikarenakan tepi *pile cap* (fondasi) direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pada Abutment**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	10074,7	-9493,6	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-183,2	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	6004,75	-	2391,49	-
Beban Lajur "D"	TD	1	1273,3	-636,7	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1	178,0	-89,0	-	-	-
Gaya rem	TB	1	-	1341,6	-	153,3	-
Beban angin struktur	EWS	0,3	55,1	-	299,6	-	47,0
Beban angin kendaraan	EWL	1	53,5	-26,7	-	-	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	4890,1	-	1086,7	-
Jumlah			12000,9	1807,3	299,6	3631,5	47,0

**Tabel 5. 44 Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pada Abutment**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	10074,7	-9493,6	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-183,2	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	6004,75	-	2391,49	-
Beban Lajur "D"	TD	1,3	1655,3	-827,6	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,3	231,4	-115,7	-	-	-
Gaya rem	TB	1,3	-	1744,0	-	199,3	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	4890,1	-	1086,7	-
Jumlah			123227,7	2018,8	-	3677,5	-

**Tabel 5. 45 Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pada Abutment**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	10074,7	-9493,6	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-183,2	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	6004,75	-	2391,49	-
Beban Lajur "D"	TD	0,8	1018,6	-509,3	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	0,8	142,4	-71,2	-	-	-
Gaya rem	TB	0,8	-	1073,2	-	122,7	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	4890,1	-	1086,7	-
Jumlah			11602,0	1710,8	0,0	3600,8	-

**Tabel 5. 46 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pada Abutment**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	10074,7	-9493,6	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-183,2	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	6004,75	-	2391,49	-
Beban angin struktur	EWS	0,7	128,5	0,0	699,0	0,0	109,6
Gesekan perletakan	BF	1	-	4890,1	-	1086,7	-
Jumlah			10569,6	1218,1	699,0	3478,2	109,6

**Tabel 5. 47 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Pada Abutment**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	10074,7	-9493,6	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-183,2	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	6004,75	-	2391,49	-
Beban Lajur "D"	TD	0,3	382,0	-191,0	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	0,3	53,4	-26,7	-	-	-
Gaya rem	TB	0,3	-	402,5	-	46,0	-
Beban gempa vertikal	EQv	1	409,6	-204,8	-	-	-
Beban gempa arah x	EQx	1	-	8180,52	-	1817,89	-
Beban gempa arah y	EQy	1	-	-	5932,27	-	1318,3
Tekanan tanah gempa	TTEQ	1	-	8916,28	-	1924,38	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	4890,1	-	1086,7	-
Jumlah			11286,0	18099,3	5932,3	7224,2	1318,3

**Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi Pile Cap***Abutment*

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Layan I	12000,9	1807,3	299,6	3631,5	47,0
2	Layan II	123227,7	2018,8	-	3677,5	-
3	Layan III	11602,0	1710,8	0,0	3600,8	-
4	Layan IV	10569,6	1218,1	699,0	3478,2	109,6
5	Ekstrim I	11286,0	18099,3	5932,3	7224,2	1318,3

2. Pembebanan Pada Pangkal *Breast Wall*

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada pangkal *breast wall*.

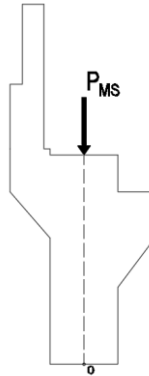


a. Berat sendiri ( $MS$ )

1) Berat sendiri struktur atas

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan berat sendiri struktur atas :

$$P_{MS\_strukturatas} = 3729,598 \text{ kN}$$

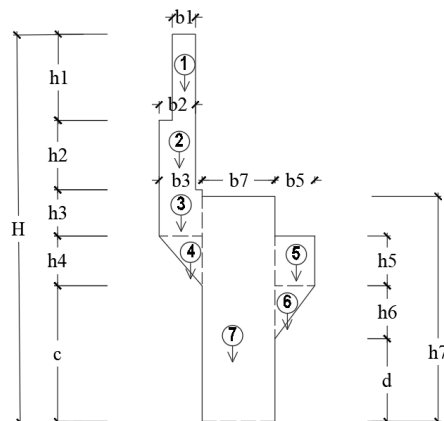


**Gambar 5. 61 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas  
Breast Wall**

Beban  $P_{MS\_strukturatas}$  berada tepat pada garis titik berat breast wall sehingga tidak menyebabkan adanya momen.

2) Berat sendiri struktur bawah

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar bawah ini.



**Gambar 5. 62 Berat Sendiri Breast Wall**

Adapun perhitungan berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 49 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Breast Wall***

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,35	1,00	1	-1	84,00	0,775	-65,10
2	0,55	1,35	1	-1	178,20	0,875	-155,93
3	0,65	0,70	1	-1	109,20	0,825	-90,09
4	0,65	0,75	0,5	-1	58,50	0,717	-41,93
5	0,60	0,75	1	1	108,00	0,800	86,40
6	0,60	0,80	0,5	1	57,60	0,700	40,32
7	1,00	3,00	1	-1	720,00	0,000	0,00
				$P_{MS} =$	1315,50	$M_{MS} =$	-226,32

3) Rekapitulasi berat sendiri

Hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 50 Rekapitulasi Berat Sendiri Pada *Breast Wall***

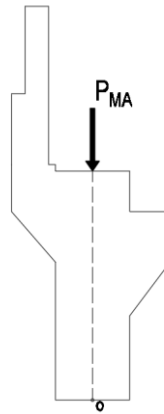
No	Berat sendiri	$P_{MS}$ (kN)	$M_{MS}$ (kNm)
1	Struktur atas (slab, trotoar, girder, dll)	3729,60	0.00
2	Struktur bawah ( <i>Breast Wall</i> )	1315,50	-226.3
	Jumlah	5045,10	-226,32

b. Beban mati tambahan ( $MA$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban mati tambahan :

$$P_{MA} = 366,3 \text{ kN}$$

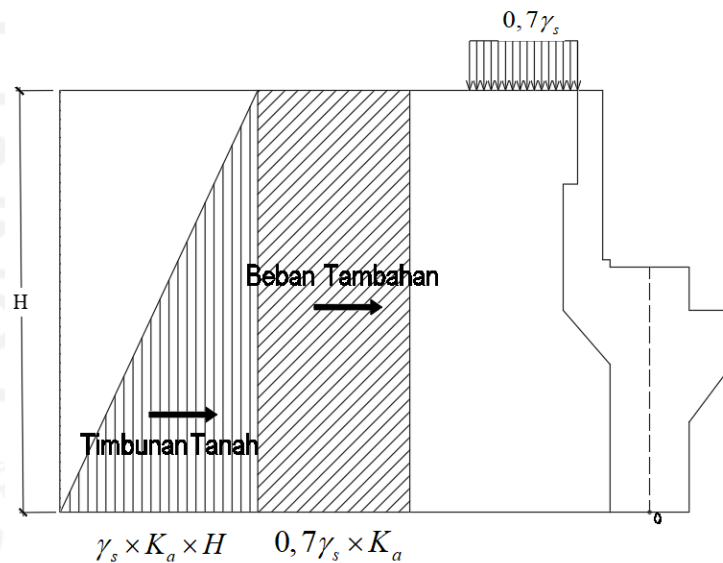
Beban  $PMA$  bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.



**Gambar 5. 63 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Breast Wall***

c. Tekanan tanah aktif (*TA*)

Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 64 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall***

Tinggi <i>Abutment</i> ,	$H$	$= 5,45 \text{ m}$
Lebar timbunan tanah,	$B_y'$	$= 8,8 \text{ m}$
Berat volume tanah,	$\gamma_s$	$= 17 \text{ kN/m}^3$
Sudut gesek dalam,	$\phi$	$= 35^\circ$

Sudut geser antara urukan dan dinding,

$$\delta = 25^\circ \text{ (Berdasarkan Tabel 3.8)}$$

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan,

$$K_\phi^R = 0,7$$

Sudut geser efektif tanah,

$$\begin{aligned} \phi_f' &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$\begin{aligned} \Gamma &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f' + \delta) \sin(\phi_f' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \\ &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(26,11^\circ + 25^\circ) \sin(26,11^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2 \\ &= 1,61 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ka &= \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90^\circ + 26,11^\circ)}{1,61 [\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 25^\circ)]} \\ &= 0,55 \end{aligned}$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 5,45 \end{aligned}$$

$$= 314,43 \text{ kN}$$

2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_2 &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 5,45 \times 5,45 \\ &= 1224,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 51 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif**

*Abutment*

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$TA_1$	314,43	$y = H / 2$	2,725	856,82
2	$TA_2$	1224,03	$y = H / 3$	1,817	2223,65
	$T_{TA} =$	1538,46			3080,47

$$\text{Gaya akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = 1538,46 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif } (M_{TA}) = 3080,47 \text{ kNm}$$

d. Tekanan tanah akibat gempa

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

$$\text{Tinggi tanah timbunan, } H_1 = 5,45 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Abutmen, } H_2 = 6,95 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah, } B_y = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah timbunan, } \gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam tanah timbunan, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Sudut geser antara urukan dan dinding, } \delta = 25^\circ \text{ (Berdasarkan Tabel 3.8)}$$

$$\text{Sudut kemiringan timbunan, } i = 0^\circ$$

$$\text{Koefisien percepatan vertikal, } k_v = 0^\circ$$

Kemiringan dinding *abutment*,  $\beta_a = 0^\circ$

Koefisien respons gempa elastis,  $C_{sm} = 0,325$

Besar sudut,

$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$

$$= \tan^{-1}(0,325)$$

$$= 17,98^\circ$$

Koefisien tekanan aktif seismik,

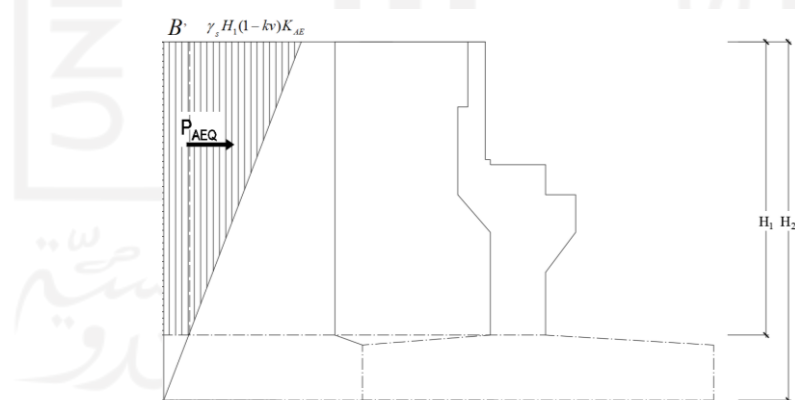
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2}$$

$$= 0,52$$

$$B' = \frac{(\gamma_s \times H \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times (H_2 - H_1)}{H_2}$$

$$= \frac{(17 \times 6,95 \times (1 - 0) \times 0,52) \times (6,95 - 5,45)}{6,95}$$

$$= 13,28 \text{ kN/m}^2$$



**Gambar 5. 65 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada  
*Breast Wall***

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

- 1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ1} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_s \times H_1 \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times H_1 \times B_y \\
 &= \frac{1}{2} \times (17 \times 5,45 \times (1 - 0) \times 0,52) \times 5,45 \times 8,8 \\
 &= 2540,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ2} &= B' \times H_1 \times B_y \\
 &= 13,28 \times 5,45 \times 8,8 \\
 &= 637,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.52 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada Abutment**

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TEQ}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TEQ}$ (kNm)
1	$T_{TEQ1}$	2540,3	$y = H_1 \ 2/3$	3,633	9229,7
2	$T_{TEQ2}$	637,1	$y = H_1 \ 1/2$	2,725	1736,1
	$T_{TEQ} =$	3177,4		$M_{TEQ} =$	10965,8

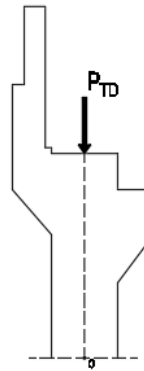
Gaya tekanan tanah akibat gempa,  $T_{TEQ} = 3177,4 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TEQ} = 10965,8 \text{ kNm}$

e. Beban lajur "D" ( $TD$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban lajur sebagai berikut.

$$P_{TD} = 1273,3 \text{ kN}$$



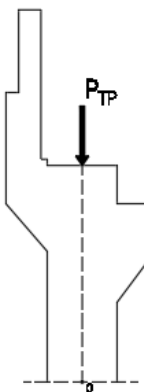
**Gambar 5. 66 Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” Pada Breast Wall**

Beban  $P_{TD}$  bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

f. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban pejalan kaki sebagai berikut.

$$P_{TP} = 178 \text{ kN}$$



**Gambar 5. 67 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada Breast Wall**

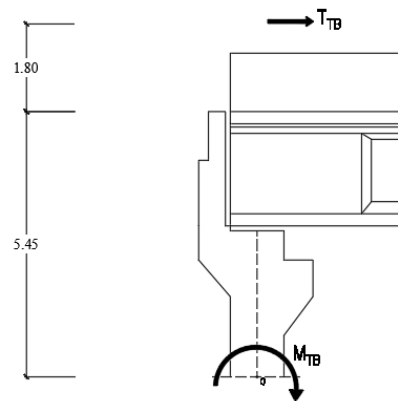
Beban  $P_{TP}$  bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.



g. Beban gaya rem ( $T_B$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban gaya rem sebagai berikut.

$$T_{TB} = 153,32 \text{ kN}$$



**Gambar 5. 68 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada *Breast Wall***

Beban  $T_{TB}$  bertumpu pada dasar *breast wall* sehingga beban  $T_{TB}$  menghasilkan momen.

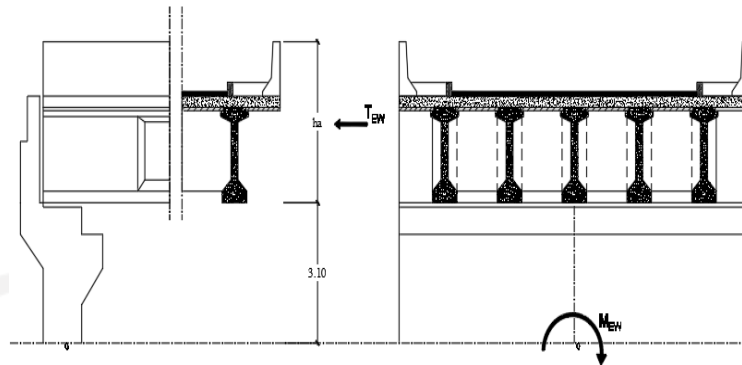
$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap dasar breast wall, } Y_{TB} &= H + 1,8 \\ &= 5,45 + 1,8 \\ &= 7,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri, } M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 153,32 \times 7,25 \\ &= 1111,57 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Beban angin ( $EW$ )1) Beban angin struktur ( $EWS$ )

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\text{Gaya angin horizontal, } T_{EWS} = 156,64 \text{ kN}$$



**Gambar 5. 69 Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur Pada  
*Breast Wall***

Beban  $T_{EWS}$  berkerja pada tengah bidang samping jembatan, sehingga teradapat lengan untuk sejajar dengan titik tengah *breast wall* yang mengakibatkan beban  $P_{EWS}$  menghasilkan momen.

Gaya angin horizontal,  $T_{EWS} = 156,64 \text{ kN}$

Tinggi bidang samping,  $h_a = 3,55 \text{ m}$

Lengan terhadap breast wall,  $y = 4,875 \text{ m}$

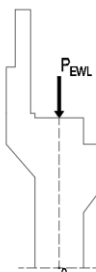
Momen akibat angin struktur,  $M_{EWS} = T_{EWS} \times y$   
 $= 763,62 \text{ kNm}$

2) Beban angin kendaraan(*EWL*)

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut.

Reaksi perletakan akibat  $P_{EWL} = L_b \times q_{EWL}$

beban angin kendaraan,  $= 53,46 \text{ kN}$



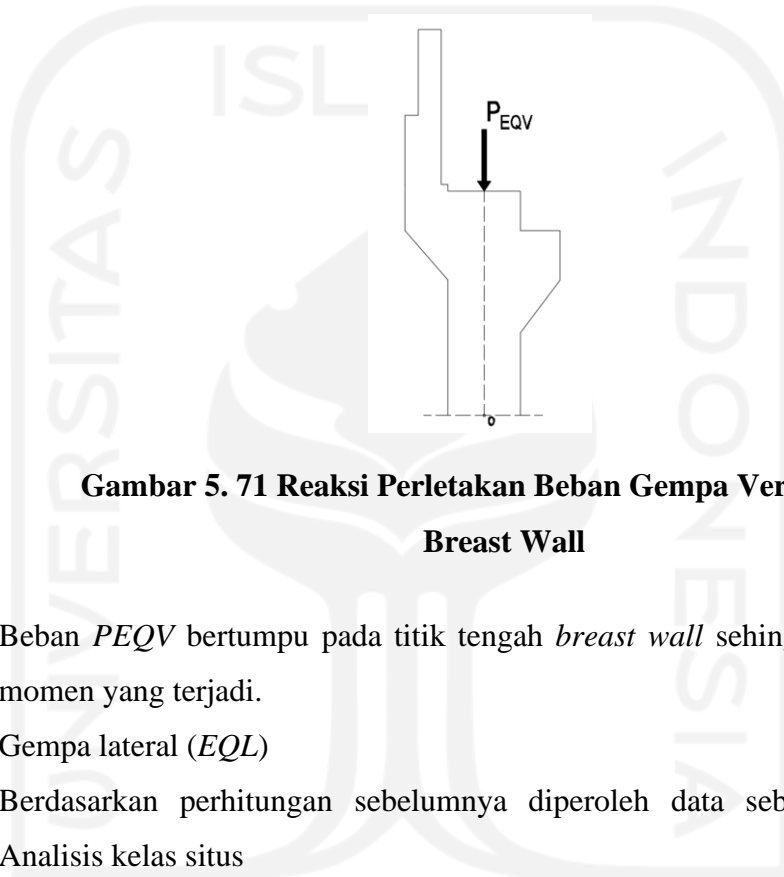
**Gambar 5. 70 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada**

Beban PEWL bertumpu pada titik tengah breast wall sehingga tidak ada momen yang terjadi.

i. Gempa vertikal ( $EQV$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

$$P_{EQV} = 409,59 \text{ Kn}$$



**Gambar 5. 71 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada Breast Wall**

Beban  $PEQV$  bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

j. Gempa lateral ( $EQL$ )

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.  
Analisis kelas situs

Kelas Situs = Tanah keras (SC).

$$PGA = 0,188 \text{ g}$$

$$S_s = 0,402 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,164 \text{ g}$$

$$FPGA = 1,2$$

$$Fa = 1,2$$

$$Fv = 1,764$$

$$A_s = 0,226$$

$$S_{DS} = 0,482$$

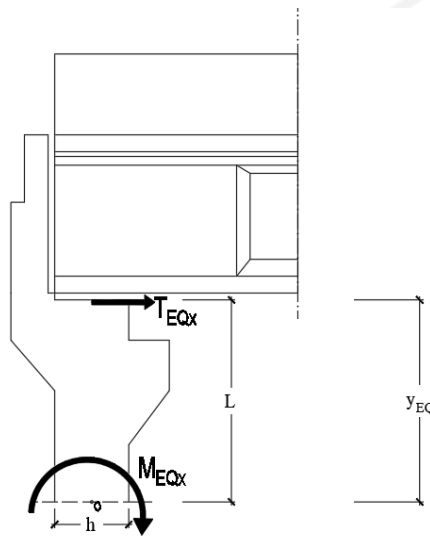
$$S_{D1} = 0,289$$

$$T_s = 0,6$$

$$T_0 = 0,11$$

1) Beban gempa horizontal arah x ( $EQX$ )

Beban gempa lateral arah x ( $EQX$ ) adalah beban seismik yang bekerja secara longitudinal jembatan. Adapun perhitungan nilai  $EQX$  adalah sebagai berikut.



**Gambar 5. 72 Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah X  
Pada Breast Wall**

Berat struktur,	$W_t = P_{MS} + P_{MA}$
	$= 5411,42 \text{ kN}$
Mutu beton,	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
Modulus elastis beton,	$E = 23500000 \text{ kPa}$
Tinggi breast wall,	$L = 3$
Lebar breast wall,	$h = 1 \text{ m}$
Lebar abutment,	$B_y = 10 \text{ m}$
Momen Inersia arah x,	$I_x = \frac{1}{12} \times B_y \times h^3$

$$= 0,833 \text{ m}^4$$

Kekakuan struktur,  $K_x = \frac{3EI}{L}$

$$= 19583333,33 \text{ kN/m}$$

Waktu periode alami,  $T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_x}}$

$$= 0,0718$$

Karena  $T_x < T_0$  maka,

Koefisien respons gempa elastis,  $C_{smx} = S_{DS} - A_S \times \frac{T_x}{T_0} + A_S$

$$= 0,323$$

Faktor modifikasi respons,  $R = 0,8$

Berat seismik,  $W = P_{MS\_str.atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD}$

$$= 4477,91 \text{ kN}$$

Gaya gempa arah x,  $T_{EQx} = \frac{C_{smx}}{R} \times W$

$$= 2746,26 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik berat *pile cap*,  $y_{EQ} = L$

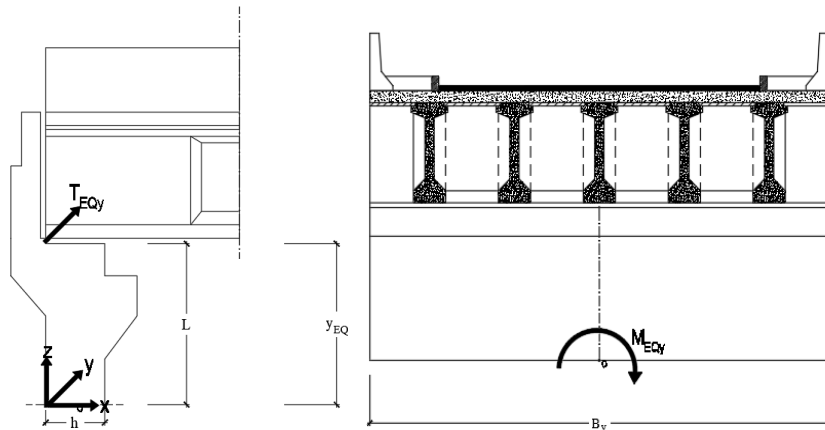
berat *pile cap*,  $= 3 \text{ m}$

Momen akibat gempa arah x,  $M_{EQx} = T_{EQx} \times y_{EQ}$

$$= 8238,77 \text{ kNm}$$

## 2) Beban gempa horizontal arah y ( $EQ_y$ )

Beban gempa horizontal arah y ( $EQ_y$ ) merupakan beban gempa yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai  $EQ_y$  dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.



**Gambar 5. 73 Reaksi Perletakan Beban Gempa Lateral Arah Y  
Pada Breast Wall**

Momen Inersia arah y,  $I_y = \frac{1}{12} \times B_y^3 \times h$

$$= 83,333 \text{ m}^4$$

Kekakuan struktur,  $K_y = \frac{3EI}{L}$

$$= 1958333333 \text{ kN/m}$$

Waktu periode alami,  $T_y = \frac{C_{smx}}{R} \times W$

$$= 0,00333$$

Karena  $T_y < T_0$  maka,

Koefisien respons gempa elastis,  $C_{smy} = S_{DS} - A_s \times \frac{T_y}{T_0} + A_s$

$$= 0,233$$

Faktor modifikasi respons,  $R = 0,8$

Berat seismik,  $W = P_{MS\_str. atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD}$

$$= 4477,91 \text{ kN}$$

Gaya gempa arah y,  $T_{EQy} = \frac{C_{smy}}{R} \times W$

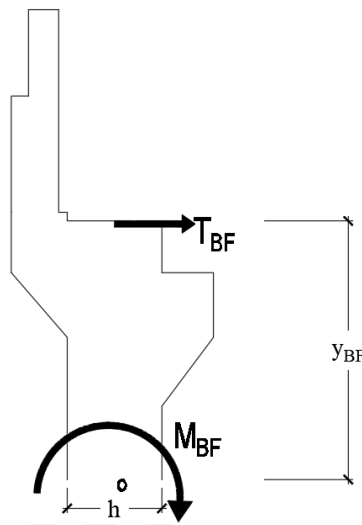
$$= 1685,45 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap titik} & \quad y_{EQ} = L \\
 \text{berat } pile \text{ cap,} & \quad = 3 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat gempa arah x,} & \quad M_{EQy} = T_{EQy} \times y_{EQ} \\
 & \quad = 5056,34 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

k. Beban gesekan perletakan ( $BF$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh:

$$\text{Beban gesekan perletakan,} \quad T_{BF} = 1086,69 \text{ kN}$$



**Gambar 5. 74 Reaksi Perletakan Beban Gesekan Perletakan Pada Breast Wall**

Beban  $T_{BF}$  bertumpu pada dasar titik tengah *breast wall* sehingga beban  $PTP$  menghasilkan momen.

$$\text{Lengan terhadap titik berat } pile \text{ cap} \quad y_{BF} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat gesekan perletakan,} & \quad M_{BF} = T_{BF} \times y_{BF} \\
 & \quad = 1086,69 \times 3 \\
 & \quad = 3260,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

l. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5. 53 Rekapitulasi Beban Pada *Breast Wall*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A. Beban permanen							
1	Berat sendiri	MS	5045,1	-226,3	-	-	-
2	Beban mati tambahan	MA	366,3	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah aktif	TA	-	3080,5	-	1538,5	-
B. Beban lalu lintas							
4	Beban Lajur "D"	TD	1273,3	-	-	-	-
5	Beban pejalan kaki	TP	178,0	-	-	-	-
6	Gaya rem	TB	-	1111,6	-	153,3	-
C. Beban aksi lingkungan							
7	Beban angin struktur	EWS	183,6	-	763,6	-	156,6
8	Beban angin kendaraan	EWL	53,5	-	-	-	-
9	Beban gempa vertikal	EQ <sub>v</sub>	409,6	-	-	-	-
10	Beban gempa arah x	EQ <sub>x</sub>	-	8238,8	-	2746,3	-
11	Beban gempa arah y	EQ <sub>y</sub>	-	-	5056,3	-	1685,4
12	Tekanan tanah gempa	T <sub>TEQ</sub>	-	10965,8	-	3177,4	-
D. Beban aksi lainnya							
13	Gesekan perletakan	BF	-	3260,1	-	1086,7	-

## m. Kombinasi beban

Kombinasi beban pada pangkal *breast wall* digunakan kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang memperhitungkan gaya gempa. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	5045,1	-226,3	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	366,3	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	3080,5	-	1538,5	-
Beban Lajur "D"	TD	0,3	382,0	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	0,3	53,4	-	-	-	-
Gaya rem	TB	0,3	-	333,5	-	46,0	-



**Lanjutan Tabel 5. 55 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada  
Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Beban gempa vertikal	EQv	1	409,6	-	-	-	-
Beban gempa arah x	EQx	1	-	8238,8	-	2746,3	-
Beban gempa arah y	EQy	1	-	-	5056,3	-	1685,4
Tekanan tanah gempa	TTEQ	1	-	10965,8	-	3177,4	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			6256,4	25652,3	5056,3	8594,8	1685,4

**Tabel 5. 56 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	6558,6	-294,2	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	3850,6	-	1923,1	-
Beban Lajur "D"	TD	1,8	2291,9	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,8	320,4	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,8	-	2000,8	-	276,0	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			9903,6	8817,3	-	3285,7	-

**Tabel 5. 57 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	6558,6	-294,2	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	3850,6	-	1923,1	-
Beban Lajur "D"	TD	1,4	1782,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,4	249,2	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,4	-	1556,2	-	214,6	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			9323,1	8372,6	-	3224,4	-

**Tabel 5. 58 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	6558,6	-294,2	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	3850,6	-	1923,1	-
Beban angin struktur	EWS	1,4	257,1	-	1069,1	-	219,3
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			7548,4	6816,4	1069,1	3009,8	219,3

**Tabel 5. 59 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	6558,6	-294,2	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	3850,6	-	1923,1	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			7291,3	6816,4	-	3009,8	-

**Tabel 5. 60 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada Breast Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	6558,6	-294,2	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	3850,6	-	1923,1	-
Beban angin struktur	EWS	0,4	73,5	-	305,4	-	62,7
Beban angin kendaraan	EWL	1	53,5	-	-	-	-
Gesekan perletakan	BF	1	-	3260,1	-	1086,7	-
Jumlah			7418,2	6816,4	305,4	3009,8	62,7

**Tabel 5. 61 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal Breast Wall**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat I	9903,6	8817,3	-	3285,7	-
2	Kuat II	9323,1	8372,6	-	3224,4	-
3	Kuat III	7548,4	6816,4	1069,1	3009,8	219,3
4	Kuat IV	7291,3	6816,4	-	3009,8	-
5	Kuat V	7418,2	6816,4	305,4	3009,8	62,7
6	Ekstrim I	6256,4	25652,3	5056,3	8594,8	1685,4

### 3. Pembebanan Pada Pangkal *Back Wall*

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk mendapatkan gaya-gaya yang bekerja pada pangkal *backwall*. Titik berat *back wall* dihitung menggunakan tabel di bawah ini.

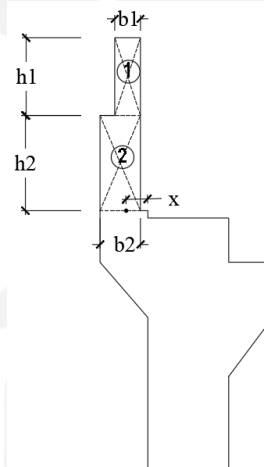
**Tabel 5. 62 Perhitungan Titik Berat *Back Wall***

No.	b	h	Luas (A)	$x_0$	$A \times x_0$
	m	m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>
1.	0,35	1,00	0,35	0,18	0,06
2.	0,55	1,35	0,74	0,28	0,20
<b>Jumlah</b>			1,09		0,27

Titik berat,

$$\bar{x} = \frac{\sum A \times x_0}{\sum A}$$

$$= \frac{0,27}{1,09} = 0,24 \text{ m}$$



**Gambar 5. 75 Berat Sendiri *Back Wall***

#### c. Berat sendiri (*MS*)

Adapun perhitungan berat sendiri *back wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

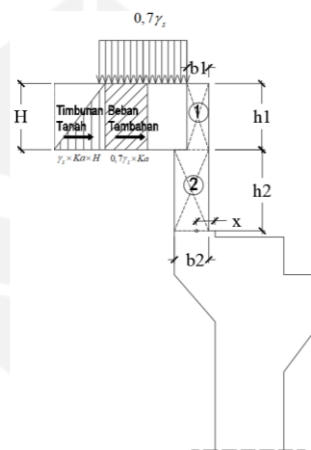
**Tabel 5. 63 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Back Wall***

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,35	1,00	1	1	84,00	0,068	5,71
2	0,55	1,35	1	-1	178,20	0,032	-5,71
P <sub>MS</sub> =					262,20	M <sub>MS</sub> =	0,00

d. Tekanan tanah aktif (*TA*)

1) *Back wall* atas

Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

**Gambar 5. 76 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall* Atas**

Tinggi timbunan tanah,  $H = h_1$

$= 1 \text{ m}$

Lebar timbunan tanah,  $B_y' = 8,8 \text{ m}$

Berat volume tanah,  $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi,  $C = 15 \text{ kN/m}^2$

Sudut geser antara  $\delta = 25^\circ$  (Berdasarkan Tabel 3.8)

urukan dan dinding,

Sudut pada urukan  $\beta = 0^\circ$

terhadap garis horizontal,

Sudut pada dinding belakang  $\theta = 90^\circ$

terhadap garis horizontal,

Faktor pengurangan kekuatan,  $K_\phi^R = 0,7$

Sudut geser efektif tanah,  $\phi_f' = \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan \phi)$   
 $= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35^\circ)$   
 $= 26,11^\circ$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f' + \delta) \sin(\phi_f' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$= 1,61$$

$$Ka = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]}$$

$$= \frac{\sin^2(90^\circ + 26,11^\circ)}{1,61 [\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 25^\circ)]}$$

$$= 0,55$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

a) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$TA_1 = 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H$$

$$= 0,7 \times 17 \times 0,66 \times 8,8 \times 1$$

$$= 57,7 \text{ kN}$$

b) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H \times H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 1 \times 1$$

$$= 41,2 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 64 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah *Back* Wall Atas**

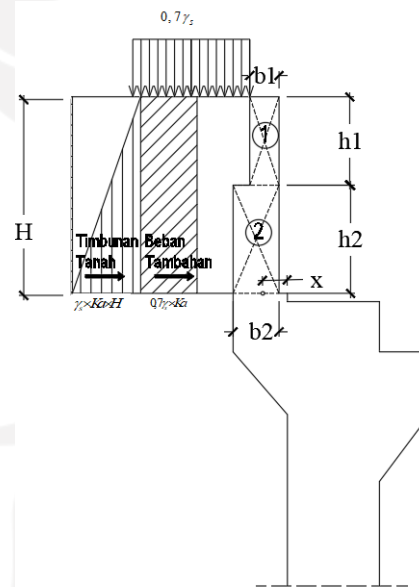
No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$TA_1$	57,7	$y = H / 2$	0,500	28,85
2	$TA_2$	41,2	$y = H / 3$	0,333	13,7
$T_{TA} =$		98,9			42,6

Gaya akibat tekanan tanah aktif ( $T_{TA}$ ) = 98,9 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif ( $M_{TA}$ ) = 42,6 kNm

2) *Back wall* bawah

Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 77 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall***

**Bawah**

Tinggi timbunan tanah,  $H = h_1 + h_2 = 2,35$  m

Lebar timbunan tanah,  $B_y' = 8,8$  m

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

a) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 2,35 \\ &= 135,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_2 &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times Ka \times B_y' \times H \times H \\ &= \frac{1}{2} \times 17 \times 0,55 \times 8,8 \times 2,35^2 \\ &= 227,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 65 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Back Wall Bawah**

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$TA_1$	135,6	$y = H / 2$	1,175	159,3
2	$TA_2$	227,6	$y = H / 3$	0,783	178,3
	$T_{TA} =$	363,2			337,6

$$\text{Gaya akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = 363,2 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif } (M_{TA}) = 337,6 \text{ kNm}$$

e. Tekanan tanah akibat gempa ( $TEQ$ )

1) *Back wall* atas

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi tanah timbunan,} & & H &= h_1 \\ & & &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi Abutmen,} \quad H = 6,95 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah,} \quad B_y = 8,8 \text{ m}$$

Berat volume tanah timbunan,  $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$   
 Sudut gesek dalam tanah timbunan,  $\phi = 35^\circ$   
 Sudut geser antara urukan dan dinding,  $\delta = 25^\circ$

Sudut kemiringan timbunan,  $i = 0^\circ$

Koefisien percepatan vertikal,  $k_v = 0^\circ$

Kemiringan dinding *abutment*,  $\beta_a = 0^\circ$

Koefisien respons gempa elastis,  $C_{sm} = 0,324$

Besar sudut,  $\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$   
 $= \tan^{-1}(0,325)$   
 $= 17,98^\circ$

Koefisien tekanan aktif seismik,

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2}$$

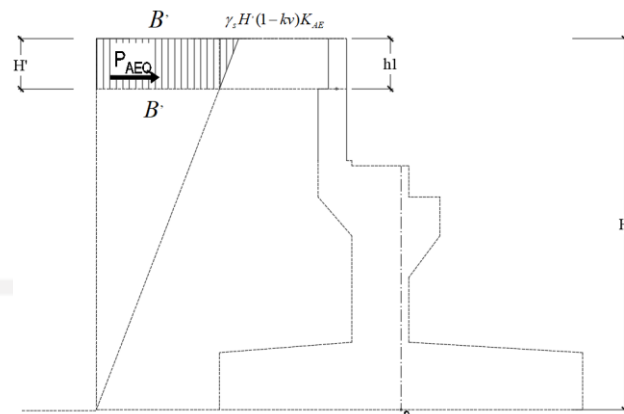
$$= 0,52$$

$$B' = \frac{(\gamma_s \times H \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times (H - H_1)}{H}$$

$$= \frac{(17 \times 6,95 \times (1 - 0) \times 0,52) \times (6,95 - 1)}{6,95}$$

$$= 52,68 \text{ kN/m}^2$$





**Gambar 5. 78 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall Atas***

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

a) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ1} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_s \times H' \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times H' \times B_y \\
 &= \frac{1}{2} \times (17 \times 1 \times (1 - 0) \times 0,52) \times 1 \times 8,8 \\
 &= 74,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ2} &= B' \times H' \times B_y \\
 &= 52,68 \times 1 \times 8,8 \\
 &= 463,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.66 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall Atas***

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TEQ}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TEQ}$ (kNm)
1	$T_{TEQ1}$	74,8	$y = H' \cdot 2/3$	0,667	59,9
2	$T_{TEQ2}$	463,7	$y = H' \cdot 1/2$	0,500	231,9
	$T_{TEQ} =$	538,5		$M_{TEQ} =$	281,7

Gaya tekanan tanah akibat gempa,  $T_{TEQ} = 538,5 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TEQ} = 281,7 \text{ kNm}$

2) *Back wall* bawah

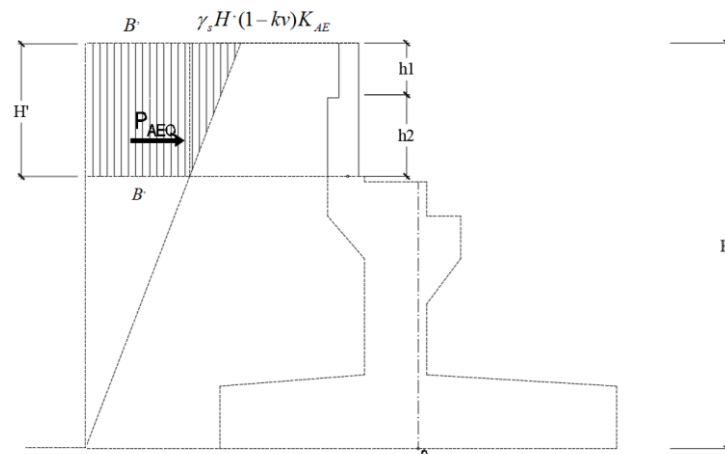
Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan,  $H' = h_1 + h_2 = 2,35 \text{ m}$

Tinggi Abutmen,  $H = 6,95 \text{ m}$

Lebar timbunan tanah,  $B_y = 8,8 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 B' &= \frac{(\gamma_s \times H \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times (H - H')}{H} \\
 &= \frac{(17 \times 6,75 \times (1 - 0) \times 0,52) \times (6,75 - 2,35)}{6,75} \\
 &= 40,72 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 79 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah**

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

a) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ1} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_s \times H' \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times H' \times B_y \\
 &= \frac{1}{2} \times (17 \times 2,35 \times (1 - 0) \times 0,52) \times 2,35 \times 8,8 \\
 &= 413,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ2} &= B' \times H' \times B_y \\
 &= 40,72 \times 2,35 \times 8,8 \\
 &= 842,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.67 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada Back Wall Atas**

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TEQ}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TEQ}$ (kNm)
1	$T_{TEQ1}$	413,1	$y = H \cdot 2/3$	1,567	647,2
2	$T_{TEQ2}$	842,4	$y = H \cdot 1/2$	1,175	989,9
		$T_{TEQ} =$		$M_{TEQ} =$	
		1255,5		1637,04	

Gaya tekanan tanah akibat gempa,  $T_{TEQ} = 1255,5 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TEQ} = 1637,04 \text{ kNm}$

f. Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal back wall adalah kombinasi kuat I dan ekstrem I sebagai berikut.

$$\text{Kuat I} = 1,3MS + 1,25 TA$$

$$\text{Ekstrem I} = MS + TA$$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 68 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Back Wall Atas**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	109,20	7,42	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	53,23	-	123,63	-
Jumlah			109,20	60,65	-	123,63	-

**Tabel 5. 69 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Back Wall Atas**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	84,00	5,71	-	-	-
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	42,58	-	98,90	-
Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	281,72	-	538,50	-
Jumlah			84,00	330,01	-	637,40	-

**Tabel 5. 70 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Back Wall Atas**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat 1	109,20	60,65	-	123,63	-
2	Ekstrim 1	84,00	330,01	-	637,40	-

Dengan langkah yang sama, dilakukan perhitungan kombinasi beban untuk *back wall* bawah.

**Tabel 5. 71 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Back Wall Bawah**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat 1	231,66	414,55	-	453,95	-
2	Ekstrim 1	178,20	1968,91	-	1618,69	-

#### 4. Analisis Pembebanan Pada *Corbel Abutment*

*Corbel* berfungsi sebagai dudukan *hydraulic jacking* ketika jembatan perlu untuk dilakukan pergantian *elastomer bearing* sehingga *corbel* direncanakan harus mampu menahan gaya *jacking* tersebut. Gaya *jacking* (*PJACK*) sendiri

terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan berat alat *jacking* itu sendiri. Gaya *jacking* tersebut menyebabkan adanya gaya geser pada *corbel*.

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas  $PMS = 3729,598 \text{ kN}$

Reaksi perletakan beban mati sendiri  $PMA = 366,324 \text{ kN}$

Berat *toe jack*  $W = 25 \text{ kg}$

$W = 0,245 \text{ kN}$

Eksentrisitas  $e = \frac{b_s}{2}$

$= 0,3 \text{ m}$

Perhitungan gaya geser pada *corbel* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 72 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Pada  
*Corbel***

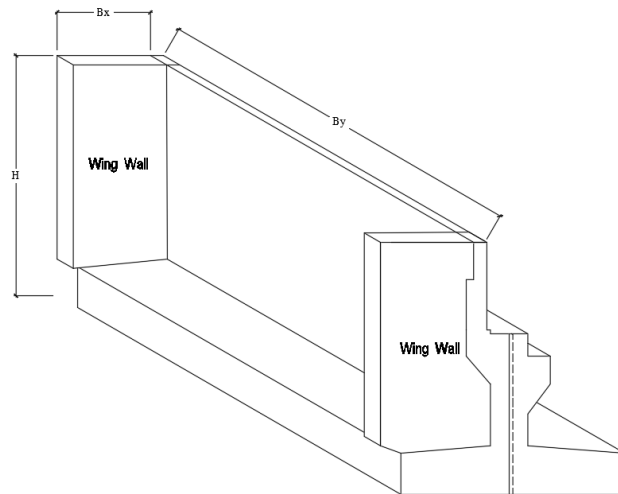
Beban	P	$e$	Mx	V	Factor Kuat 1	Mx	V
	kN	m	kNm	kN		kNm	kN
MS	3729,598	0,3	1118,879	3729,598	1,3	1454,54	4848,48
MA	366,3	0,3	109,897	366,324	2	219,79	732,65
Jeck	0,245	0,3	0,073	0,245	2	0,15	0,49
TOTAL						1674,48	5581,61

#### 5. Pembebanan Pada Pangkal *Wing Wall*

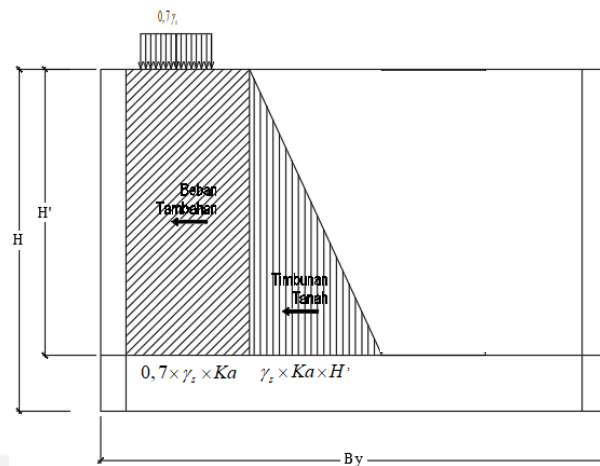
Adapun beban- beban yang bekerja pada *wing wall* adalah sebagai berikut.

##### a. Tekanan tanah aktif ( $TA$ )

Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5. 80 3D Wing Wall



Gambar 5. 81 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada Wing Wall

Tinggi timbunan tanah,	$H'$	= 5,65 m
Tinggi Abutmen,	$H$	= 6,95 m
Lebar timbunan tanah,	$B_x$	= 3,3 m
Berat volume tanah,	$\gamma_s$	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut gesek dalam,	$\phi$	= 35°
Sudut geser antara urukan dan dinding,	$\delta$	= 25° (Berdasarkan Tabel 3.8)

Sudut pada urukan  $\beta = 0^\circ$

terhadap garis horizontal,

Sudut pada dinding belakang  $\theta = 90^\circ$

terhadap garis horizontal,

Faktor pengurangan kekuatan,  $K_\phi^R = 0,7$

Sudut geser efektif tanah,  $\phi_f' = \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan \phi)$   
 $= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35^\circ)$   
 $= 26,11^\circ$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$\begin{aligned} \Gamma &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f' + \delta) \sin(\phi_f' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \\ &= \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(26,11^\circ + 25^\circ) \sin(26,11^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2 \\ &= 1,61 \\ K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90^\circ + 26,11^\circ)}{1,61 [\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 25^\circ)]} \\ &= 0,55 \end{aligned}$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

- 1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times Bx \times H' \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,55 \times 3,3 \times 5,65 \\ &= 122,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}
 TA_2 &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times Ka \times Bx \times H' \times H' \\
 &= \frac{1}{2} \times 17 \times 0,55 \times 3,3 \times 5,65 \times 5,65 \\
 &= 493,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 73 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Back Wall Atas**

No	Gaya akibat tekanan tanah	T <sub>TA</sub> (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M <sub>TA</sub> (kNm)
1	TA <sub>1</sub>	122,24	y = H / 2	2,825	345,32
2	TA <sub>2</sub>	493,32	y = H / 3	1,883	929,08
T <sub>TA</sub> =		615,55			1274,4

Gaya akibat tekanan tanah aktif (T<sub>TA</sub>) = 615,55 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M<sub>TA</sub>) = 1274,4 kNm

b. Tekanan tanah akibat gempa (*TEQ*)

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan, H = 5,65 m

Tinggi Abutmen, H = 6,95 m

Lebar timbunan tanah, B<sub>x</sub> = 3,3 m

Berat volume tanah timbunan,  $\gamma_s$  = 17 kN/m<sup>3</sup>

Sudut gesek dalam tanah timbunan,  $\phi$  = 35°

Sudut geser antara urukan dan dinding,  $\delta$  = 25°

Sudut kemiringan timbunan,  $i$  = 0°

Koefisien percepatan vertikal,  $k_v$  = 0°

Kemiringan dinding *abutment*,  $\beta_a$  = 0°



Koefisien respons gempa elastis,  $C_{sm} = 0,325$

Besar sudut,  $\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$   
 $= \tan^{-1}(0,325)$   
 $= 17,98^\circ$

Koefisien tekanan aktif seismik,

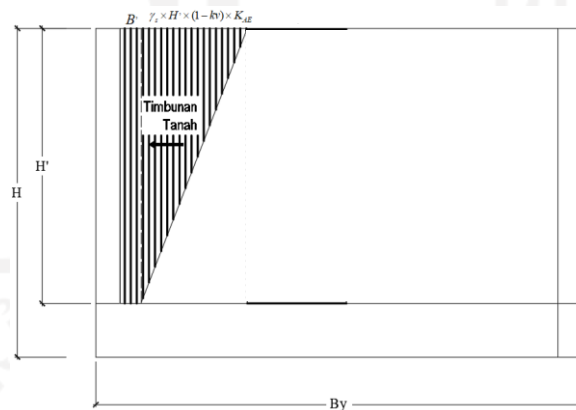
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^2$$

$$= 0,52$$

$$B' = \frac{(\gamma_s \times H \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times (H - H')}{H}$$

$$= \frac{(17 \times 6,95 \times (1 - 0) \times 0,52) \times (6,95 - 5,65)}{6,95}$$

$$= 11,51 \text{ kN/m}^2$$



**Gambar 5. 82 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada Wing Wall**

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

- 1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ1} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_s \times H' \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times H' \times Bx \\
 &= \frac{1}{2} \times (17 \times 5,65 \times (1 - 0) \times 0,52) \times 5,65 \times 3,3 \\
 &= 895,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ2} &= B' \times H' \times Bx \\
 &= 11,51 \times 5,65 \times 3,3 \\
 &= 214,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.74 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada Back Wall Atas**

No	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TEQ}$ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	$M_{TEQ}$ (kNm)
1	$T_{TEQ1}$	895,43	$y = H_1 \cdot 2/3$	3,767	3372,77
2	$T_{TEQ2}$	214,66	$y = H_1 \cdot 1/2$	2,825	606,4
		$T_{TEQ} =$		$M_{TEQ} =$	3979,17
		1110,08			

Gaya tekanan tanah akibat gempa,  $T_{TEQ} = 1110,08 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TEQ} = 3979,17 \text{ kNm}$

c. Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban pada pangkal wing wall menggunakan kombinasi kuat I dan ekstrem I. Perhitungan untuk masing-masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 75 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Wing Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Tekanan Tanah aktif	TA	1,25	-	-	1593,00	-	769,44
Jumlah			-	-	1593,00	-	769,44

**Tabel 5. 76 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Wing Wall**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Tekanan Tanah aktif	TA	1	-	-	1274,40	-	615,55
Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	-	3979,17	-	1110,08
Jumlah			-	-	5253,57	-	1725,64

**Tabel 5. 77 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal Wing Wall**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat 1	-	-	1593,00	-	769,44
2	Ekstrim 1	-	-	5253,57	-	1725,64

#### 5.4.3 Desain Tulangan *Abutment*

Setelah dilakukan perhitungan pembebanan pada *abutment*, langkah selanjutnya setiap bagian pada *abutment* dirancang tulangnya berdasarkan analisis beban di atas.

##### 1. *Breast Wall*

Desain tulangan untuk breast wall mengikuti pedoman pada SNI 2847 (2019) dan RSNI T12 (2004). Analisis dilakukan pada sumbu terlemah yaitu sumbu X dengan langkah- langkah sebagai berikut.

##### a. Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar yakni pada keadaan batas ekstrem I sebagai berikut.

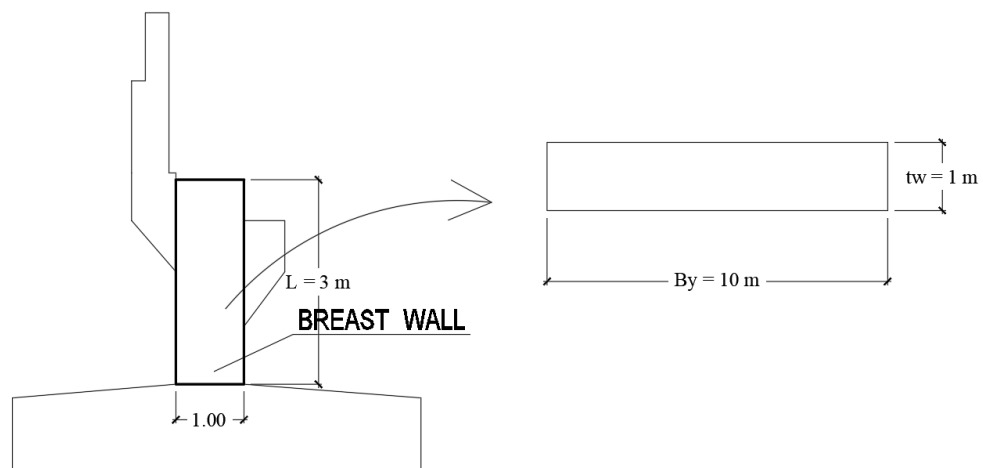
**Tabel 5. 78 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Breast Wall***

NO	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1 m		
		P	Mx	Hx	P	Mx	Hx
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	9903,61	8817,26	3285,74	990,36	881,73	328,57
2	Kuat 2	9323,09	8372,64	3224,41	932,31	837,26	322,44
3	Kuat 3	7548,37	6816,44	3009,76	754,84	681,64	300,98
4	Kuat 4	7291,27	6816,44	3009,76	729,13	681,64	300,98
5	Kuat 5	7418,19	6816,44	3009,76	741,82	681,64	300,98
6	Ekstrim 1	6256,40	25652,28	8594,79	625,64	2565,23	859,48

$$\begin{aligned}
 Pu &= 625,64 \text{ kN} \\
 Vu &= 859,48 \text{ kN} \\
 Mu &= 2565,23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan sifat penampang

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 83 Dimensi Breast Wall**

Modulus elastisitas beton,  $E_c = 23500000 \text{ kN/m}^3$

Luas penampang,  $A_c = tw \times By$

$$= 1 \times 10$$

$$= 10 \text{ m}^2$$

Momen Inersia,  $I_c = \frac{1}{12} \times By \times tw^3$

$$= \frac{1}{12} \times 10 \times 1^3$$

$$= 0,833 \text{ m}^4$$


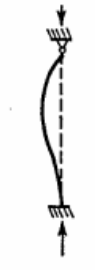








Jari- jari girasi,  $r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$$= \sqrt{\frac{0,8333}{10}}$$

$$= 0,288 \text{ m}$$

c. Cek nilai kelangsingan kolom

Faktor panjang efektif ( $K$ ) ditentukan berdasarkan gambar di bawah ini.

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

**Gambar 5. 84 Faktor Panjang Efektif**

(Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 2021)

$$\text{Faktor panjang efektif, } K = 2,2$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kelangsingan,} &= \frac{KL}{r_c} \\ &= \frac{2,2 \times 3}{0,288} \end{aligned}$$

$$= 22,86$$

Dikarenakan nilai kelangsingan  $> 22$  maka diperhitungkan faktor pembesaran momen sebagai berikut.

1) Beban mati *breast wall*

$$\begin{aligned} DL &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= 5045,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban lalu lintas *breast wall*

$$\begin{aligned} LL &= P_{TD} + P_{TP} \\ &= 1451,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{DL}{DL + LL} \\ &= \frac{5045,10}{5045,10 + 1451,3} \\ &= 0,78\end{aligned}$$

4) Kekakuan lentur *breast wall*

$$\begin{aligned}EI &= \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \times 23500000 \times 0,833}{1 + 0,78} \\ &= 4409172,909\end{aligned}$$

5) Beban tekuk

$$\begin{aligned}P_c &= \frac{\pi^2 \times EI}{(K + L)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 4409172,909}{(2,2 + 3)^2} \\ &= 2197817,795 \text{ kN}\end{aligned}$$

6) Faktor pembesaran momen

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 - \frac{625,64}{0,75 \times 2197817,795}\right)} \\ &= 1,00038\end{aligned}$$

7) Momen ultimit desain

$$\begin{aligned}Mu &= \delta \times Mu \\ &= 1,00038 \times 2565,23 \\ &= 2566,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

## d. Desain tulangan pokok

Perancangan tulangan pokok dilakukan dengan metode diagram  $\phi Mn - \phi Pn$  dan faktor reduksi yang digunakan masing-masing sebesar  $\phi = 0,9$  untuk  $Mu$  dan  $\phi = 0,65$  untuk  $Pu$ . Menurut RSNI T-12 (2004) untuk dinding yang memiliki ketebalan lebih besar dari 200 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

Gaya tekan ultimit,	$Pu$	= 625,64 kN
Momen ultimit desain,	$Mu$	= 2566,2 kNm
Mutu beton,	$f'_c$	= 25 MPa
Tegangan leleh baja,	$f_y$	= 420 MPa
Lebar,	$b$	= 1000 mm (Tinjauan 1 m)
Tinggi,	$h$	= 1000 mm
Luas penampang <i>breast wall</i> , $A_g$		= $b \times h$ = 1000000 mm <sup>2</sup>
Selimut beton,	$sb$	= 40 mm
Diameter tulangan pokok,	$dp$	= 25 mm
Diameter tulangan geser,	$dg$	= 16 mm
Spasi tulangan,	$sp$	= 25 mm
Jarak tulangan ke luar beton, $d'$		= $sb + dg + sp + 1,5dp$ = 40 + 16 + 25 + 1,5 × 25 = 118,5 mm
Tinggi efektif,	$d$	= $h - d'$ = 1000 - 118,5 = 881,5 mm
Luas tulangan pokok,	$Ad$	= $2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2$ = $2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$ = 981,75 mm <sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_{st} &= \rho \times b \times h \\
 &= 1\% \times 1000 \times 1000 \\
 &= 10000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton, } \beta^1 = 0,85$$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok pada satu sisi berturut-turut mulai dari 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Kemudian nilai  $M_u-P_u$  diambil dari kombinasi Ekstrim I dan Kuat I. Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan rasio luas tulangan pokok satu 1%. Untuk nilai lainnya akan ditampilkan langsung pada rekapitulasi Mn-Pn.

1) Kondisi desak sentris ( $M_n = 0$ )

Pada kondisi desak sentris, gaya aksial yang terjadi tidak memiliki nilai eksentrisitas sehingga beban aksial tersebar secara sempurna dan tidak menghasilkan momen. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi desak sentris.

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,8 \times ((0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y)) \\
 &= 0,8 \times ((0,85 \times 25 \times (1000000 - 10000) + (10000 \times 420)) \\
 &= 20190 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= P_n \times 0,65 \\
 &= 20190 \times 0,65 \\
 &= 13123,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kondisi *balance*

Pada kondisi *balance*, nilai regangan akibat tarik dan desak dianggap seimbang. Kondisi keseimbangan tersebut menjadi pembatas antara dua keadaan penampang beton yang berbeda dalam keruntuhannya yaitu hancur karena tarik dan desak. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi *balance*.

$$\beta^1 = 0,85$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$



$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0,0021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Cb &= \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_y + \varepsilon_{cu})} \times d \\ &= \frac{0,003}{(0,003 + 0,0021)} \times 881,5 \\ &= 518,52 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}ab &= Cb \times \beta_1 \\ &= 518,52 \times 0,85 \\ &= 440,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$C = Cb$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{(d - C)}{(Cb)} \times 0,003 \\ &= \frac{(881,5 - 518,52)}{(518,52)} \times 0,003 \\ &= 0,002\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f'_s &= \frac{(Cb - d')}{(Cb)} \times 600 \\ &= \frac{(518,52 - 118,5)}{(518,52)} \times 600 \\ &= 462,9 \text{ MPa } (f'_s \leq f_y)\end{aligned}$$

$$f'_s = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}Cc &= 0,85 \times f'_c \times ab \times h \\ &= 0,85 \times 25 \times 440,7 \times 1000 \\ &= 9366000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$Pn = (Cc + A_{sr} \times f_y - A_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c)) \times 10^{-3}$$

$$= (9366000 + 10000 \times 420 - 10000 \times (420 - 0,85 \times 25)) \times 10^{-3}$$

$$= 9578,4 \text{ kN}$$

$$Mn = \left[ Cc \times \left( \frac{1}{2}h - \frac{1}{2}a \right) \right] + \left[ A_s \times (f_s' - 0,85 \times f_c') \times \left( \frac{1}{2}h - d' \right) \right]$$

$$+ \left[ A_{st} \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}h \right) \right]$$

$$= \left[ 9366000 \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - \frac{1}{2} \cdot 440,7 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times (420 - 0,85 \times 25) \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - 118,5 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times 420 \times \left( 881,5 - \frac{1}{2} \cdot 1000 \right) \right]$$

$$= 5823550,27 \text{ N}$$

$$= 5823,55 \text{ kN}$$

Karena  $\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$ , maka  $\phi = 0,65$

$$\phi Pn = Pn \times 0,65$$

$$= 9578,4 \times 0,65$$

$$= 6225,98 \text{ kN}$$

$$\phi Mn = Mn \times 0,65$$

$$= 5823,55 \times 0,65$$

$$= 3785,31 \text{ kN}$$

3) Kondisi patah desak ( $C > Cb$ ,  $C = 1,5 Cb$ )

Patah desak terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral ( $C$ ) lebih besar dari  $Cb$ . Pada perhitungan ini digunakan nilai  $C = 1,5 Cb$  sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai  $Mn$  dan  $Pn$  pada kondisi patah desak.

$$C = 1,5 \times Cb$$

$$= 1,5 \times 518,52$$

$$= 777,8 \text{ mm}$$

$$a = C \times \beta_1$$

$$= 777,8 \times 0,85$$

$$= 661,1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d - C)}{(C)} \times 0,003$$

$$= \frac{(881,5 - 777,8)}{(777,8)} \times 0,003$$

$$= 0,0004$$

$$f_s' = \frac{(C - d')}{(C)} \times 600$$

$$= \frac{(777,8 - 118,5)}{(777,8)} \times 600$$

$$= 508,6 \text{ MPa } (f_s' \leq f_y)$$

$$f_s' = 420 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times h$$

$$= 0,85 \times 25 \times 661,1 \times 1000$$

$$= 14048906 \text{ N}$$

$$P_n = (C_c + A_{st} \times f_y - A_s \times (f_s' - 0,85 \times f_c')) \times 10^{-3}$$

$$= (14048906 + 10000 \times 420 - 10000 \times (420 - 0,85 \times 25)) \times 10^{-3}$$

$$= 17661,4 \text{ kN}$$

$$M_n = \left[ C_c \times \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) \right] + \left[ A_s \times (f_s' - 0,85 \times f_c') \times \left( \frac{1}{2} h - d' \right) \right]$$

$$+ \left[ A_{st} \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} h \right) \right]$$

$$= \left[ 14048906 \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - \frac{1}{2} \cdot 661,1 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times (420 - 0,85 \times 25) \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - 118,5 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times 420 \times \left( 881,5 - \frac{1}{2} \cdot 1000 \right) \right]$$

$$= 4287911,55 \text{ N}$$

$$= 4287,91 \text{ kN}$$

Karena  $\varepsilon_t \leq \varepsilon_y$ , maka  $\phi = 0,65$

$$\phi P_n = P_n \times 0,65$$

$$= 17661,4 \times 0,65$$

$$= 11479,91 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = M_n \times 0,65$$

$$= 4287,91 \times 0,65$$

$$= 2787,14 \text{ kN}$$

4) Kondisi patah tarik ( $C < C_b$ ,  $C = 0,5 C_b$ )

patah tarik terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral ( $C$ ) lebih kecil dari  $C_b$ . Pada perhitungan ini digunakan nilai  $C = 0,5 C_b$  sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai  $M_n$  dan  $P_n$  pada kondisi patah tarik.

$$C = 0,5 \times C_b$$

$$= 0,5 \times 518,52$$

$$= 259,3 \text{ mm}$$

$$a = C \times \beta_1$$

$$= 759,3 \times 0,85$$

$$= 220,4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{(d - C)}{(C)} \times 0,003$$

$$= \frac{(881,5 - 259,3)}{259,3} \times 0,003$$

$$= 0,007$$

$$f_s' = \frac{(C - d')}{(C)} \times 600$$

$$= \frac{(259,3 - 118,5)}{259,3} \times 600$$

$$= 325,8 \text{ MPa } (f'_s \leq fy)$$

$$f'_s = 325,8 \text{ MPa}$$

$$Cc = 0,85 \times f'_c \times a \times h$$

$$= 0,85 \times 25 \times 220,4 \times 1000$$

$$= 4682969 \text{ N}$$

$$Pn = (Cc + A_{st} \times fy - A_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c)) \times 10^{-3}$$

$$= (4682969 + 10000 \times 420 - 10000 \times (325,8 - 0,85 \times 25)) \times 10^{-3}$$

$$= 3953,1 \text{ kN}$$

$$Mn = \left[ Cc \times \left( \frac{1}{2}h - \frac{1}{2}a \right) \right] + \left[ A_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c) \times \left( \frac{1}{2}h - d' \right) \right]$$

$$+ \left[ A_{st} \times fy \times \left( d - \frac{1}{2}h \right) \right]$$

$$= \left[ 14048906 \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - \frac{1}{2} \cdot 220,4 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times (325,8 - 0,85 \times 25) \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - 118,5 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times 420 \times \left( 881,5 - \frac{1}{2} \cdot 1000 \right) \right]$$

$$= 4670565,235 \text{ N}$$

$$= 4670,57 \text{ kN}$$

Karena  $\varepsilon_t \geq 0,005$  , maka  $\phi = 0,9$

$$\phi Pn = Pn \times 0,9$$

$$= 3953,1 \times 0,9$$

$$= 3557,8 \text{ kN}$$

$$\phi Mn = Mn \times 0,9$$

$$= 4670,57 \times 0,9$$

$$= 4203,5 \text{ kN}$$

5) Kondisi lentur murni

Pada kondisi lentur murni eksentrisitas beban yang terjadi tidak terhingga dan nilai  $Pn = 0$ , sehingga nilai yang perlu dicari adalah momennya. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai momen pada kondisi lentur murni.

$$Pn = Cc + Cs - Ts$$

$$1. = Cc + Cs - Ts$$

$$0 = (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times h \times c) + f'_s \times A'_s - f_y \times A_s$$

$$0 = (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times h \times c) + \left[ \frac{600(c - d')}{c} \right] \times A_s - f_y \times A_s \quad \text{dikalikan } c$$

$$0 = (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times h \times c^2) + 600(c - d') \times A_s - f_y \times A_s \times c$$

$$0 = (0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times h \times c^2) + (600d' \times A_s - f_y \times A_s) \times c - 600 \times d' \times A_s$$

Dengan menggunakan rumus ABC ditentukan nilai  $c$  sebagaimana berikut ini.

$$A = 0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times h$$

$$= 0,85 \times 25 \times 0,85 \times 1000$$

$$= 18062,5$$

$$B = (600d' \times A_s - f_y \times A_s)$$

$$= (600 \times 118,5 \times 10000 - 420 \times 10000)$$

$$= 1800000$$

$$C = -600 \times d' \times A_s$$

$$= -600 \times 118,5 \times 10000$$

$$= -711000000$$

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-1800000 \pm \sqrt{1800000^2 - 4 \times 18062,5 \times -711000000}}{2 \times 18062,5}$$

$$= 154,74 \text{ mm}$$

$$a = C \times \beta_1$$

$$= 154,7 \times 0,85$$

$$= 131,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{(d - C)}{(C)} \times 0,003$$

$$= \frac{(881,5 - 154,74)}{154,74} \times 0,003$$

$$= 0,014$$

$$f'_s = \frac{(C - d')}{(C)} \times 600$$

$$= \frac{(154,74 - 118,5)}{154,74} \times 600$$

$$= 140,5 \text{ MPa } (f'_s \leq f_y)$$

$$f'_s = 140,5 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times h$$

$$= 0,85 \times 25 \times 131,5 \times 1000$$

$$= 2794920 \text{ N}$$

$$P_n = (C_c + A_{st} \times f_y - A_s \times f'_s) \times 10^{-3}$$

$$= (2794920 + 10000 \times 420 - 10000 \times 140,5) \times 10^{-3}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

$$M_n = \left[ C_c \times \left( \frac{1}{2} h - \frac{1}{2} a \right) \right] + \left[ A_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c) \times \left( \frac{1}{2} h - d' \right) \right]$$

$$+ \left[ A_{st} \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} h \right) \right]$$

$$= \left[ 2794920 \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - \frac{1}{2} \cdot 131,5 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times (140,5 - 0,85 \times 25) \times \left( \frac{1}{2} \cdot 1000 - 118,5 \right) \right] +$$

$$\left[ 10000 \times 420 \times \left( 881,5 - \frac{1}{2} \cdot 1000 \right) \right]$$

$$= 3351996,18 \text{ N}$$

$$= 3351,99 \text{ kN}$$

Karena  $\varepsilon_t \geq 0,005$ , maka  $\phi = 0,9$

$$\phi P_n = P_n \times 0,9$$

$$= 0 \times 0,9$$

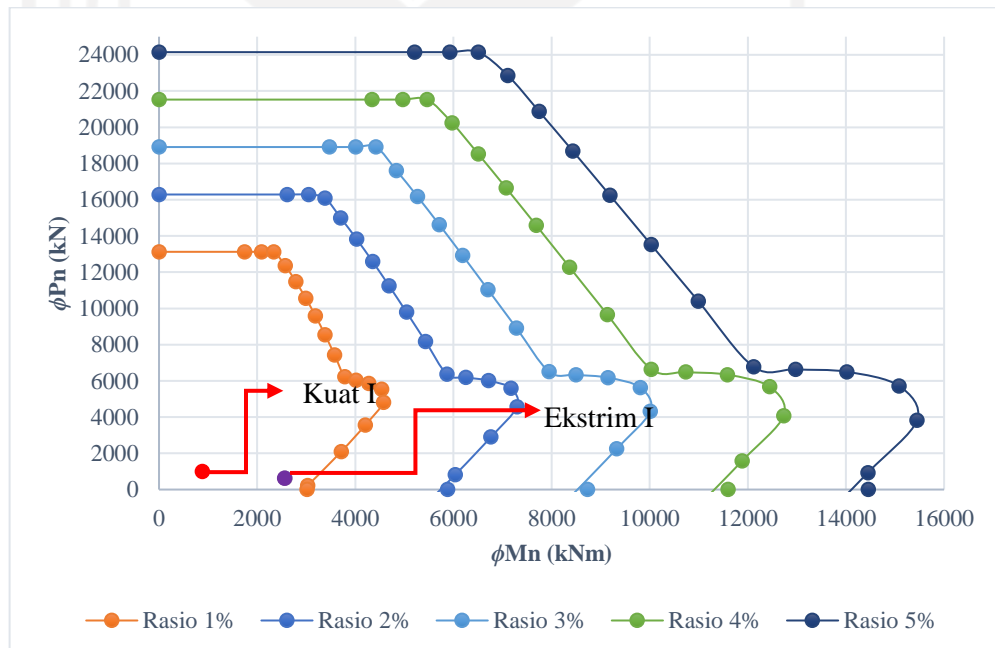
$$= 0 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = M_n \times 0,9$$

$$= 3351,99 \times 0,9$$

$$= 3016,8 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi desain tulangan hasil perhitungan  $\phi M_n - \phi P_n$  dari setiap kondisi dengan trial luasan tulangan longitudinal terhadap luasan penampang bruto beton dalam satu sisi berturut-turut sebesar 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Diagram hubungan  $\phi M_n - \phi P_n$  ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 85 Diagram Interaksi  $\phi M_n - \phi P_n$**

Dari gambar diagram di atas kombinasi Kuat I (titik merah) dan Ekstrim I (titik ungu) menunjukkan beban berada di dalam kurva rasio tulangan 1%.



Dapat diperoleh bahwa beban yang bekerja masih mampu ditahan oleh *breast wall* pada kondisi kegagalan tarik yang dominan. Dimana nilai momen nominal didapatkan sebesar 3250 kN dan kuat desak nominal sebesar 13123,5 kN. Sehingga tulangan pokok untuk satu sisi dapat di hitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times h \\
 &= 1\% \times 1000 \times 1000 \\
 &= 10000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan tarik dan tekan, } A_{s_{tarik}} = A_{s_{tekan}} &= \frac{1}{2} A_{s_{perlu}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 10000 \\
 &= 5000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{Ad \times b}{A_s} \\
 &= \frac{981,75 \times 1000}{5000} \\
 &= 196,35 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah tulangan yang diperlukan, } n &= \frac{b}{S} \\
 &= \frac{1000}{150} \\
 &= 6,67 = 7 \text{ buah} \\
 \text{Luas tulangan terpasang, } A_{s_{terpasang}} &= Ad \times n \\
 &= 981,75 \times 7 \\
 &= 6872,23 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek tulangan,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{terpasang}} &= 6872,23 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{min1}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 1000 \times 881,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2623,51 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 881,5 \\
 &= 2938,33 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{\max}} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \\
 &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times 1000 \times 881,5 \\
 &= 16247,03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{terpasang}}} < A_{s_{\max}}$$

$$2938,33 < 6872,23 < 16247,03 \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-150**

e. Cek stabilitas  $P-\Delta$

Menurut SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\Delta Pu < 0,25 \phi Mn$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit,  $P_u = 625,64 \text{ kN}$

Momen ultimit desain,  $M_u = 2566,2 \text{ kNm}$

Momen nominal,  $\phi Mn = 3250 \text{ kNm}$  (Dari grafik  $Mn - Pn$ )

Faktor reduksi lentur,  $\phi = 0,9$

Modulus elastisitas beton,  $E_c = 23500000 \text{ kN/m}^2$

Momen Inersia,  $I_c = 0,833 \text{ m}^4$

Faktor modifikasi respon,  $R = 3$

Periode mode getar arah x,  $T_x = 0,046 \text{ detik}$

Periode panjang,  $T_s = 0,5997 \text{ detik}$

$$1,25 \times T_s = 0,75 \text{ detik}$$

Dikarenakan  $T_x < 1,25 T_s$ , maka,

$$\begin{aligned} R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1,25 T_s}{T_x} + \frac{1}{R} \\ &= \left(1 - \frac{1}{3}\right) \frac{0,75}{0,046} + \frac{1}{3} \\ &= 11,12 \end{aligned}$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis,

$$\begin{aligned} \Delta_e &= \frac{Mu \times L^2}{EI} \\ &= \frac{2566,2 \times 3^2}{23500000 \times 0,833} \\ &= 0,005 \text{ m} \end{aligned}$$

Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar fondasi,

$$\begin{aligned} \Delta &= R_d \times \Delta_e \\ &= 11,12 \times 0,005 \\ &= 0,058 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} \Delta Pu &< 0,25 \phi Mn \\ 0,059 \times 625,64 &< 0,25 \times 3250 \\ 36,93 \text{ kNm} &< 812,5 \text{ kNm} \quad \text{STABIL} \end{aligned}$$

Maka *breast wall* dikatakan stabil.

f. Desain tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal hasil pembebanan *breast wall* pada kombinasi ekstrem I sebagai berikut.

$$\text{Gaya geser rencana, } Vu = 859,48 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan ultimit, } Pu = 625,64 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser, } dg = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan geser, } Ad_g = \frac{1}{4} \times \pi \times dg^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 210,06 \text{ mm}^2$$

Lebar,  $b = 1000 \text{ mm}$  (Tinjauan 1 m)

Tinggi,  $h = 1000 \text{ mm}$

Luas penampang *breast wall*,  $A = b \times h$

$$= 1000000 \text{ mm}^2$$

Tinggi efektif,  $d = 881,5 \text{ mm}$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \left( 1 + \frac{Pu}{14 \times A} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \left( 1 + \frac{625,64 \times 10^3}{14 \times 1000000} \right) \times \frac{\sqrt{25}}{6} \times 1000 \times 881,5 \\ &= 575558,12 \text{ N} \\ &= 575,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan  $\phi V_c < V_u$  maka tulangan geser diperlukan.

$$\begin{aligned} \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 859,48 - 575,56 \\ &= 283,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi} \\ &= \frac{283,92}{0,75} \\ &= 378,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{25} \times 1000 \times 881,5 \times 10^{-3}$$

$$378,6 \text{ kN} \leq 1469,17 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi, maka menurut ketentuan RSNI T-12 (2004) jarak tulangan geser maksimum dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{881,5}{2} \\
 &= 440 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\min} = 300 \text{ mm}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser perlu,

$$\begin{aligned}
 A_{v_{\text{perlu}}} &= \frac{V_s \times S}{f_y \times d} \\
 &= \frac{378,6 \times 10^3 \times 300}{420 \times 881,5} \\
 &= 306,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D 16 - 300,

$$\begin{aligned}
 A_{v_{\text{pakai}}} &= \frac{A_{d_g} \times d}{S} \\
 &= \frac{201,06 \times 881,5}{300} \\
 &= 590,79 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{v_{\text{pakai}}} > A_{v_{\text{perlu}}}$$

$$590,17 \text{ mm}^2 > 306,8 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!}$$

g. Desain tulangan pengekang

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

$$\text{Gaya tekan ultimit, } P_u = 625,64 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan nominal, } \phi P_n = 13123,5 \text{ kN}$$

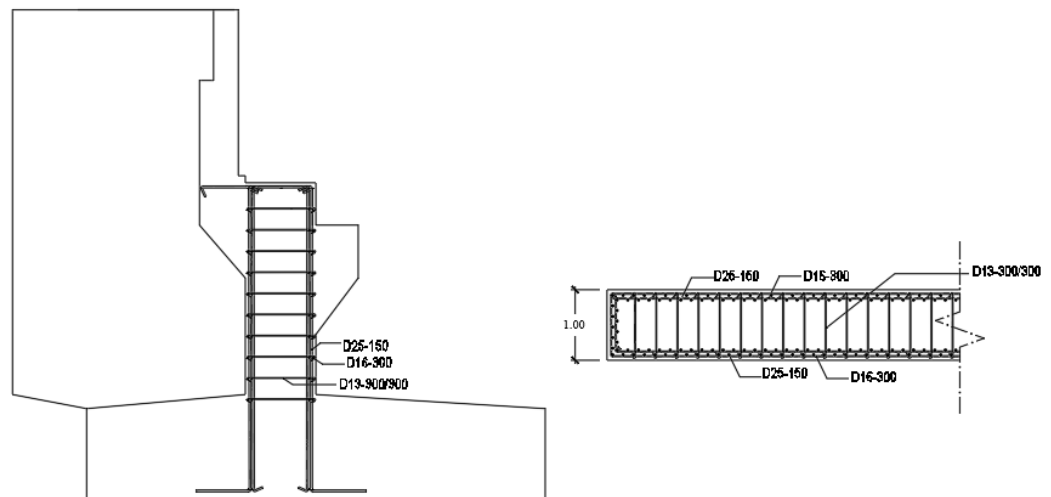
Sehingga,

$$P_u \leq 0,5\phi P_n$$

$$P_u \leq 0,5 \times 13123,5$$

$$625,64 \text{ kN} \leq 6561,75 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) tidak perlu digunakan. Sehingga digunakan tulangan pengekang **D13-300/300**.



**Gambar 5. 86 Pemasangan Tulangan Breast Wall**

## 2. Back Wall

### a. Back wall atas

Desain tulangan *back wall* atas dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

**Tabel 5. 79 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Back Wall Atas**

NO	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1 m		
		P	Mx	Hx	P	Mx	Hx
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	109,20	60,65	123,63	10,92	6,07	12,36
2	Ekstrim 1	84,00	330,01	637,40	8,40	33,00	63,74

#### 1) Tulangan pokok

$$\text{Gaya tekan ultimit } \textit{back wall} \text{ atas, } Pu = 8,4 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } \textit{back wall} \text{ atas, } Vu = 63,74 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit } \textit{back wall} \text{ atas, } Mu = 33,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } dp = 16 \text{ mm}$$

Diameter tulangan bagi,	$db$	= 12 mm
Kuat tekan beton,	$f'_c$	= 25 kN
Kuat tarik baja,	$f_y$	= 420 kN
Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1$	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur,	$\phi$	= 0,9
Tebal back wall atas,	$h$	= 350 mm
Lebar yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Selimut beton,	$sb$	= 40 mm

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{33,00}{0,9} \\
 &= 36,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - db - 0,5dp \\
 &= 350 - 40 - 13 - 0,5 \times 16 \\
 &= 289 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{36,7 \times 10^6}{1000 \times 289^2} \\
 &= 0,44 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,76
 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\ &= 0,75 \times 0,025 \\ &= 0,019\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,44}{420}} \right) \\ &= 0,0014\end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{perlu}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{pakai} = \rho_{\min} = 0,0033$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned}A_{s_{perlu}} &= \rho_{pakai} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 289 \\ &= 963,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned}S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{A_{s_{perlu}}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{963,33}\end{aligned}$$



$$= 208,7 \text{ mm}$$

$$S = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Kontrol,

$$A_{s_{\text{terpasang}}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200}$$

$$= 1005,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{terpasang}}} > A_{s_{\text{perlu}}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D16-200**

2) Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'_{\text{perlu}}} = 50\% \times A_{s_{\text{terpasang}}}$$

$$= 50\% \times 1005,3$$

$$= 502,65 \text{ mm}^2$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$S' = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_{s'_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{502,65}$$

$$= 264,1 \text{ mm}$$

$$S' = 250 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'_{\text{terpasang}}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{250}$$

$$= 530,9 \text{ mm}^2$$

$$A_s'_{\text{terpasang}} > A_s'_{\text{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-250**

### 3) Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 100 \times 289 \\ &= 240833 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 240833 \\ &= 180625 \text{ N} \\ &= 180,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$180,625 \text{ kN} > 63,7 \text{ kN}$$

Jarak tulangan geser minimum,

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) jarak antara sengkang diambil nilai terkecil dari,

$$\begin{aligned} \text{b. } 0,5h &= 0,5 \times 1000 \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{c. } 300 \text{ mm}$$

Namun untuk mempermudah pemasangan dilapangan digunakan jarak seperti tulangan baginya. Maka digunakan tulangan geser **D13- 250**

### b. *Back wall* bawah

Desain tulangan *back wall* atas dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

**Tabel 5. 80 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall*  
Bawah**

NO	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1 m		
		P	Mx	Hx	P	Mx	Hx
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	231,66	414,549	453,95	23,17	41,45	45,39
2	Ekstrim 1	178,2	1968,91	1618,69	17,82	196,89	161,87

1) Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit <i>back wall</i> bawah,	$P_u$	= 17,82 kN
Gaya geser ultimit <i>back wall</i> bawah,	$V_u$	= 161,87 kN
Momen ultimit <i>back wall</i> bawah,	$M_u$	= 196,89 kNm
Diameter tulangan pokok,	$d_p$	= 16 kN
Diameter tulangan bagi,	$d_b$	= 13 kN
Kuat tekan beton,	$f'_c$	= 25 kN
Kuat tarik baja,	$f_y$	= 420 kN
Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1$	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur,	$\phi$	= 0,9
Tebal <i>back wall</i> bawah	$h$	= 550 mm
Lebar yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Selimit beton,	$s_b$	= 40 mm

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{196,89}{0,9} \\
 &= 218,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - d_b - 0,5d_p \\
 &= 550 - 40 - 13 - 0,5 \times 16
 \end{aligned}$$

$$= 489 \text{ mm}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{218,8 \times 10^6}{1000 \times 489^2} \\ &= 0,91 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,76 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \\ \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,025$$

$$= 0,019$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,91}{420}} \right)$$

$$= 0,0022$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 489 \\ &= 1630 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1630} \\ &= 123,35 \text{ mm} \\ S &= 120 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{terpasang}}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{120} \\ &= 1675,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{terpasang}}} > A_{s_{\text{perlu}}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D16-120**

## 2) Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_{s'_{\text{perlu}}} &= 50\% \times A_{s_{\text{terpasang}}} \\ &= 50\% \times 1675,5 \\ &= 837,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S' &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{As'_{perlu}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{837,8} \\
 &= 158,4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S' = 150 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 As'_{terpasang} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{150} \\
 &= 884,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$As'_{terpasang} > As'_{perlu} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-150**

3) Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 489 \\
 &= 407500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 407500 \\
 &= 305625 \text{ N} \\
 &= 305,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$305,625 \text{ kN} > 161,87 \text{ kN}$$

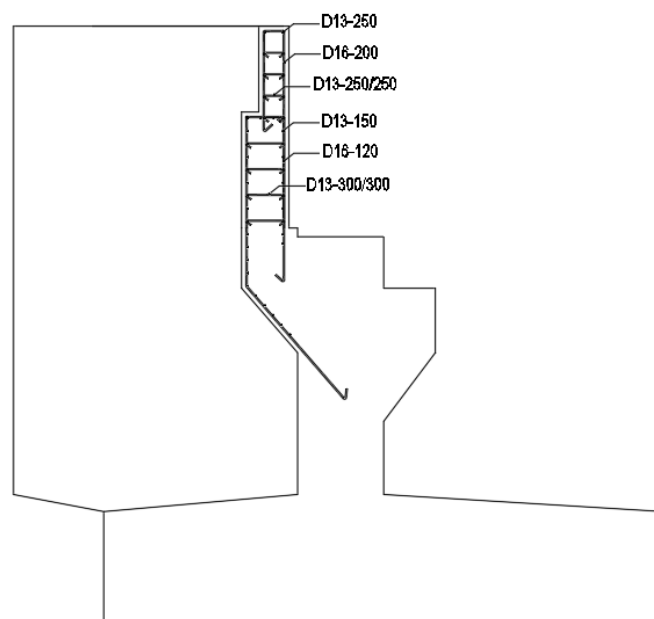
Jarak tulangan geser minimum,

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) jarak antara sengkang diambil nilai terkecil dari,

$$\begin{aligned} \text{a) } 0,5h &= 0,5 \times 1000 \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{b) } 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**



**Gambar 5. 87 Pemasangan Tulangan Back Wall**

### 3. Corbel Abutment

Desain tulangan *corbel abutment* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

**Tabel 5. 81 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Corbel**

NO	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1 m		
		P	Mx	Hx	P	Mx	Hx
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	4096,17	1674,48	5581,61	409,62	167,45	558,16

a. Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit <i>corbel</i> ,	$P_u$	= 409,62kN
Gaya geser ultimit <i>corbel</i> ,	$V_u$	= 558,16kN
Momen ultimit <i>corbel</i> ,	$M_u$	= 167,45 kNm
Diameter tulangan pokok,	$d_p$	= 22 kN
Diameter tulangan bagi,	$d_b$	= 16 kN
Kuat tekan beton,	$f'_c$	= 25 kN
Kuat tarik baja,	$f_y$	= 420 kN
Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1$	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur,	$\phi$	= 0,9
Tinggi <i>corbel</i> ,	$h$	= 1550 mm
Lebar yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Selimut beton,	$s_b$	= 40 mm

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{167,45}{0,9} \\
 &= 186,05 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - d_b - 0,5d_p \\
 &= 1550 - 40 - 16 - 0,5 \times 22 \\
 &= 1483 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $R_n$ ),

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{186,05 \times 10^6}{1000 \times 1483^2} \\
 &= 0,08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,



$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,76
 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,025 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,025 \\
 &= 0,019 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,08}{420}} \right) \\
 &= 0,0002
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 1483 \\
 &= 4943,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{As_{perlu}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 1000}{4943,33} \\
 &= 76,9 \text{ mm} \\
 S &= 75 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 As_{terpasang} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 1000}{75} \\
 &= 5068,44 \text{ mm}^2 \\
 As_{terpasang} &> As_{perlu} \quad \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D22-75**

b. Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 As'_{perlu} &= 50\% \times As_{terpasang} \\
 &= 50\% \times 5068,44 \\
 &= 2534,22 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S' &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{As'_{perlu}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{2534,22} \\
 &= 79,33 \text{ mm} \\
 S' &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_s'_{\text{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{75} \\
 &= 2680,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s'_{\text{terpasang}} > A_s'_{\text{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D16-75**

c. Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1483 \\
 &= 1235833,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 1235833,33 \\
 &= 926875 \text{ N} \\
 &= 926,875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$926,875 \text{ kN} > 558,16 \text{ kN}$$

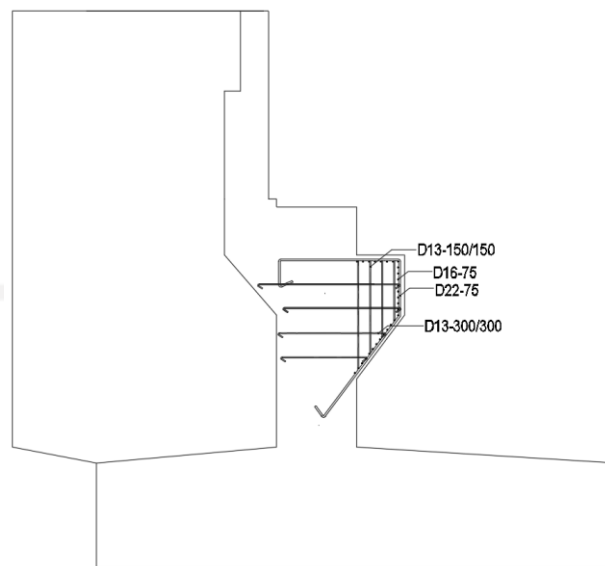
Jarak tulangan geser minimum,

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) jarak antara sengkang diambil nilai terkecil dari,

$$\begin{aligned}
 1) \quad 0,5h &= 0,5 \times 1000 \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$2) \quad 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**



**Gambar 5. 88 Pemasangan Tulangan Corbel**

#### 4. Wing Wall

Desain tulangan *wing wall* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

**Tabel 5. 82 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Wing Wal**

NO	Kombinasi	Lebar = 2,95 m			Lebar = 1 m		
		P	My	Hy	P	My	Hy
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	-	1593,00	769,44	-	540,00	260,83
2	Ekstrim 1	-	5253,57	1725,64	-	1780,87	584,96

##### a. Tulangan pokok

Gaya geser ultimit *wing wall*,  $V_u = 584,96$  kN

Momen ultimit *wing wall*,  $M_u = 1780,87$  kNm

Diameter tulangan pokok,  $d_p = 25$  kN

Diameter tulangan bagi,  $d_b = 19$  kN

Kuat tekan beton,  $f'_c = 25$  kN

Kuat tarik baja,  $f_y = 420$  kN

Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta_1 = 0,85$

Faktor distribusi tegangan lentur,	$\phi$	= 0,9
Tebal <i>wing wall</i> ,	$h$	= 600 mm
Lebar yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Selimit beton,	$sb$	= 40 mm

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{1780,87}{0,9} \\
 &= 1978,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - db - 0,5dp \\
 &= 600 - 40 - 19 - 0,5 \times 25 \\
 &= 528,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1978,75 \times 10^6}{1000 \times 528,5^2} \\
 &= 7,08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\
 &= 19,76
 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0033 \\
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,025
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\
 &= 0,75 \times 0,025 \\
 &= 0,019
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 7,08}{420}} \right) \\
 &= 0,03
 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} > \rho_{max}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{pakai} = \rho_{max} = 0,019$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho_{pakai} \times b \times d \\
 &= 0,019 \times 1000 \times 528,5 \\
 &= 10027,34 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{A_{s_{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{10027,34} \\
 &= 48,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S = 45 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{45} \\
 &= 10908,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{terpasang}} > A_{s_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-45**

b. Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 A_{s'_{perlu}} &= 50\% \times A_{s_{terpasang}} \\
 &= 50\% \times 10908,3 \\
 &= 5454,15 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S' &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_{s'_{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{5454,15} \\
 &= 51,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S' = 50 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_{s'_{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{50} \\
 &= 5670,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s'_{terpasang}} > A_{s'_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D19-50**

## c. Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 528,5 \\ &= 440416,67 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 440416,67 \\ &= 330312,50 \text{ N} \\ &= 330,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &< V_u \\ 330,3 \text{ kN} &< 584,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan  $\phi V_c < V_u$  maka tulangan geser diperlukan.

$$\begin{aligned} \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 584,96 - 330,3 \\ &= 254,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi} \\ &= \frac{254,65}{0,75} \end{aligned}$$

$$= 339,53 \text{ kN}$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{25} \times 1000 \times 528,5 \times 10^{-3}$$

$$339,53 \text{ kN} \leq 880,83 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka berdasarkan ketentuan RSNI T-12 (2004), maka jarak tulangan geser maksimum di hitungan sebagai berikut.



$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \frac{d}{2} \\
 &= \frac{528,5}{2} \\
 &= 264,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S = 200 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser perlu,

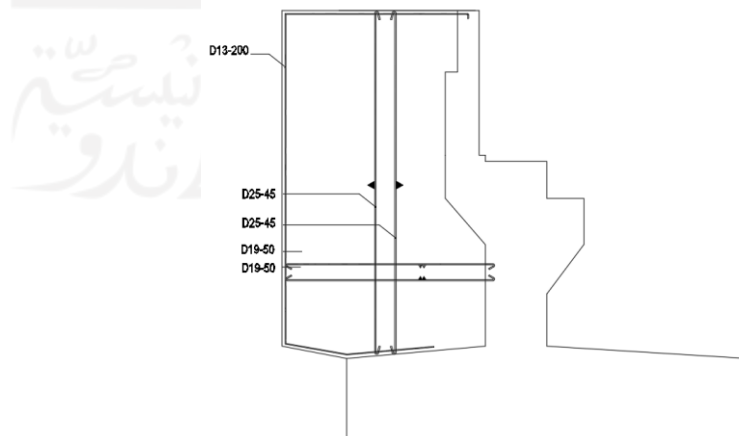
$$\begin{aligned}
 A_{v_{\text{perlu}}} &= \frac{V_s \times S}{f_y \times d} \\
 &= \frac{141,28 \times 10^3 \times 200}{420 \times 528,5} \\
 &= 305,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D 13 - 200,

$$\begin{aligned}
 A_{v_{\text{pakai}}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d_g^2 \times d}{S} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 528,5}{200} \\
 &= 350,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{v_{\text{pakai}}} > A_{v_{\text{perlu}}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 200**



**Gambar 5. 89 Pemasangan Tulangan Wing Wall**

#### 5.4.4 Desain Fondasi *Abutment*

Pondasi bertugas untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan menuju tanah dasar. Jenis pondasi yang digunakan pada perencanaan jembatan Karangsambung yaitu pondasi tiang pancang. Jenis pondasi ini dipilih karena pertimbangan, bahwa tiang pancang memiliki mutu yang lebih terjamin.

##### 1. Data Teknis

Pada perancangan ini digunakan diameter 0,8 m kelas C produksi dari WIKA Beton. Adapun berat tiap pile, daya dukung tiang berdasarkan diameter dan kelasnya dapat dilihat pada gambar katalog WIKA Beton pada tabel berikut.

**Tabel 5. 83 Spesifikasi Tiang Pancang WIKA Beton**

PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm <sup>3</sup> )										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24					

Note : \* ) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)  
 \*\* ) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position  
 \*\*\* ) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Data tanah yang digunakan adalah hasil uji N-SPT pada titik BM1. Berdasarkan ketentuan pada manual teknis pengujian tanah Bina Marga, indikasi tanah keras diartikan sebagai lapisan tanah dengan nilai SPT di atas 50 pada 3 (tiga) kedalaman berturut turut. Adapun rekapitulasi data tanah dapat dilihat pada tabel berikut ini.

**Tabel 5. 84 Rekapitulasi Data Tanah**

Kedalaman (m)	Nilai N-SPT
0	0
2,5	52
5	58
7,5	60
10	42
12,5	47
15	55
17,5	60
20	60
22,5	60
25	58
27,5	60
30	60

Berdasarkan hitungan pembebanan pada dasar abutmen didapatkan data sebagai berikut,

Gaya tekan ultimit beban tetap,  $P = 10876,4 \text{ kN}$

Gaya geser ultimit beban tetap  $V_x = -2381,8 \text{ kN}$

$V_y = 5905,95 \text{ kN}$

Momen ultimit beban tetap,  $M_x = 1402,88 \text{ kNm}$

$M_y = 0,00 \text{ kNm}$

Gaya tekan ultimit beban gempa,  $P' = 409,6 \text{ kN}$

Gaya geser ultimit beban gempa,  $V_x' = 3700,1 \text{ kN}$

$V_y' = 1318,3 \text{ kN}$

Momen ultimit beban gempa,  $M_x' = 16696,42 \text{ kNm}$

$M_y' = 5932,3 \text{ kNm}$

Diameter tiang  $D = 0,8 \text{ m}$

Kelas  $c = C$

Daya dukung izin tiang,  $Q_p' = 368,17 \text{ ton}$

Momen ultimit tiang,  $M_{wika} = 65 \text{ ton.m}$

Kedalaman tiang,  $L_b = 17,5 \text{ m} = 57,415 \text{ ft}$

Keliling selimut tiang,  $p = \pi \times D$   
 $= \pi \times 0,8$   
 $= 2,513 \text{ m}$   
 $= 8,25 \text{ ft}$

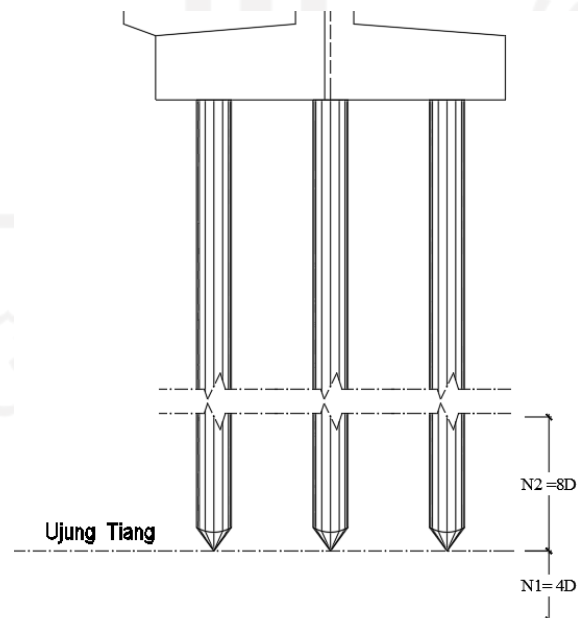
Luas tiang,  $A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$   
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$   
 $= 0,5 \text{ m}^2$

Berat per meter tiang,  $= 641 \text{ kg/m}$   
 $= 6,29 \text{ kN/m}$

Berat tiang,  $W_p = \text{Berat per meter} \times L_b$   
 $= 6,29 \times 17,5$   
 $= 110 \text{ kN}$

## 2. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Perhitungan tahanan ujung tiang menggunakan Metode N-SPT yang dapat diuraikan sebagai berikut.



**Gambar 5. 90 Penentuan Nilai N Rerata Metode N-SPT**

$$8D = 8 \times 1$$

$$= 8 \text{ m (di kedalaman 9,5 m)}$$

$$4D = 4 \times 1$$

$$= 4 \text{ m (di kedalaman 21,5 m)}$$

Nilai N di bawah ujung tiang,  $N1 = 60$

Nilai N di atas ujung tiang,  $N2 = 42$

Nilai N rerata,  $Nb = \frac{N1 + N2}{2}$

$$= \frac{60 + 42}{2}$$

$$= 51$$

Daya dukung ujung tiang,  $Qp = 400 \times Ap \times Nb$

$$= 400 \times 0,5 \times 51$$

$$= 10248,96 \text{ kN}$$

$$= 1127,5 \text{ ton}$$

### 3. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Luas selimut dinding tiang,  $As = p \times Lb$

$$= 8,25 \times 57,415$$

$$= 473,42 \text{ ft}^2$$

Daya dukung friksi tiang,  $Qs = \frac{As \times Nb}{50}$

$$= \frac{473,42 \times 51}{50}$$

$$= 482,89 \text{ ton}$$

$$= 4737,15 \text{ kN}$$

### 4. Kapasitas Tahanan Ultimate Tiang

Daya dukung ultimate tiang,  $Qu = Qp + Qs - Wp$

$$= 10248,9 + 4737,15 - 110$$

$$= 14876,07 \text{ kN}$$

### 5. Kapasitas Tahanan Ijin Tiang

Safety faktor  $SF = 3$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung izin tiang, } Q_{all}' &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{14876,07}{3} \\
 &= 4958,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung izin tiang Wika, } P_a &= Q_p \times 9,81 \\
 &= 368,17 \times 9,81 \\
 &= 3611,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan daya dukung yang lebih kecil sehingga,

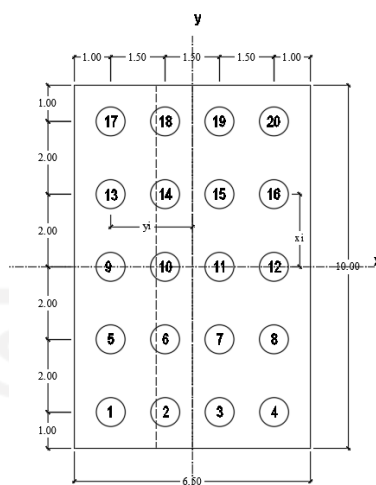
$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung izin tiang pakai, } Q_{all} &= P_a \\
 &= 3611,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 6. Penentuan Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah beban pada pondasi, } P_u &= P + P' \\
 &= 10876,4 + 409,6 \\
 &= 11286 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah pile diperlukan, } n &= \frac{P_u}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11286}{3611,75} \\
 &= 3,12
 \end{aligned}$$

Pada beberapa trial yang telah dilakukan, jumlah tiang perlu di tambahkan apabila kontrol gaya lateral tidak memenuhi. Sehingga pada abutmen digunakan dengan tiang sebanyak 20 buah, dan konfigurasi tiang yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5. 91 Konfigurasi Pile**

Konfigurasi tiang yang umum digunakan dilapangan untuk menghemat dimensi dari pile cap sebaiknya digunakan jarak antar tiang minimum  $S \geq D+30$  cm jika ujung pondasi tiang mencapai tanah keras (Suryolelono,2004). Sehingga pada konfigurasi tiang pancang di atas telah memenuhi persyaratan tersebut, dimana jarak terdekat antar tiang pancang digunakan adalah 1,6 m.

#### 7. Kontrol Gaya Pada Tiang Pancang

Kontrol gaya pada tiang pancang dapat diuraikan sebagai berikut.

##### a. Beban Tetap

$$\text{Gaya tekan ultimit beban tetap, } P = 10876,4 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit beban tetap, } M_x = 1402,88 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Daya dukung izin tiang pakai, } Q_{all} = 3611,75 \text{ kN}$$

Kontrol gaya dalam untuk tiang pancang nomer satu,

$$x_1 = 4 \text{ m}$$

$$y_1 = 2,25 \text{ m}$$

$$x_1^2 = 4^2$$

$$= 16 \text{ m}^2$$

$$y_1^2 = 2,25^2$$

$$= 5,06 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_{x1} &= \frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2} \\
 &= \frac{1402,88 \times 2,25}{160} \\
 &= 19,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{y1} &= \frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2} \\
 &= \frac{0 \times 4}{56,25} \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{P}{n} + M_{x1} + M_{y1} \\
 &= \frac{10876,4}{20} + 19,73 + 0 \\
 &= 563,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$Q_{all} > P_1$       **Aman !**

Untuk kontrol gaya pada tiang pancang lainnya dapat dihitung dengan persamaan yang sama. Dimana hasil rekapitulasi kontrol gaya pada tiang pancang dengan beban tetap dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 85 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap**

Pile	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$x_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$\frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2}$ (kN)	$P_i$ (kN)	Kontrol
1	4,00	2,25	16,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
2	4,00	0,75	16,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
3	4,00	0,75	16,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
4	4,00	2,25	16,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
5	2,00	2,25	4,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
6	2,00	0,75	4,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
7	2,00	0,75	4,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
8	2,00	2,25	4,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
9	0,00	2,25	0,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
10	0,00	0,75	0,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
11	0,00	0,75	0,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
12	0,00	2,25	0,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN



**Lanjutan Tabel 5. 86 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang  
Akibat Beban Tetap**

Pile	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$x_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$\frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2}$ (kN)	Pi (kN)	Kontrol
13	2,00	2,25	4,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
14	2,00	0,75	4,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
15	2,00	0,75	4,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
16	2,00	2,25	4,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
17	4,00	2,25	16,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
18	4,00	0,75	16,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
19	4,00	0,75	16,00	0,56	6,58	0,00	550,40	AMAN
20	4,00	2,25	16,00	5,06	19,73	0,00	563,55	AMAN
Jumlah			160	56,25				

b. Beban Keseluruhan

Gaya tekan ultimit,  $P_u = 11286 \text{ kN}$

Momen ultimit,  $M_{ux} = 18099,3 \text{ kNm}$

$M_{uy} = 5932,3 \text{ kNm}$

Daya dukung izin tiang pakai,  $Q_{all} = 3611,75 \text{ kN}$

Kontrol gaya dalam untuk tiang pancang nomer satu,

$x_1 = 4 \text{ m}$

$y_1 = 2,25 \text{ m}$

$x_1^2 = 4^2$

$= 16 \text{ m}^2$

$y_1^2 = 2,25^2$

$= 5,06 \text{ m}^2$

$M_{x1} = \frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2}$

$= \frac{18099,3 \times 2,25}{160}$

$= 254,52 \text{ kN}$

$M_{y1} = \frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2}$

$$= \frac{5932,3 \times 4}{56,25}$$

$$= 421,85 \text{ kN}$$

$$P1 = \frac{P}{n} + Mx1 + My1$$

$$= \frac{11286}{20} + 254,52 + 421,85$$

$$= 1240,7 \text{ kN}$$

$Q_{all} > P1$  Aman !

Untuk kontrol gaya pada tiang pancang lainnya dapat dihitung dengan persamaan yang sama. Dimana hasil rekapitulasi kontrol gaya pada tiang pancang dengan beban keseluruhan dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 87 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan**

Pile	xi (m)	yi (m)	xi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	yi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	$\frac{Mx \times yi}{\sum xi^2}$	$\frac{My \times xi}{\sum yi^2}$ (kN)	Pi (kN)	Kontrol
1	4,00	2,25	16,00	5,06	254,52	421,85	1240,67	AMAN
2	4,00	0,75	16,00	0,56	84,84	421,85	1070,99	AMAN
3	4,00	0,75	16,00	0,56	84,84	421,85	1070,99	AMAN
4	4,00	2,25	16,00	5,06	254,52	421,85	1240,67	AMAN
5	2,00	2,25	4,00	5,06	254,52	210,93	1029,75	AMAN
6	2,00	0,75	4,00	0,56	84,84	210,93	860,07	AMAN
7	2,00	0,75	4,00	0,56	84,84	210,93	860,07	AMAN
8	2,00	2,25	4,00	5,06	254,52	210,93	1029,75	AMAN
9	0,00	2,25	0,00	5,06	254,52	0,00	818,82	AMAN
10	0,00	0,75	0,00	0,56	84,84	0,00	649,14	AMAN
11	0,00	0,75	0,00	0,56	84,84	0,00	649,14	AMAN
12	0,00	2,25	0,00	5,06	254,52	0,00	818,82	AMAN
13	2,00	2,25	4,00	5,06	254,52	210,93	1029,75	AMAN
14	2,00	0,75	4,00	0,56	84,84	210,93	860,07	AMAN
15	2,00	0,75	4,00	0,56	84,84	210,93	860,07	AMAN
16	2,00	2,25	4,00	5,06	254,52	210,93	1029,75	AMAN
17	4,00	2,25	16,00	5,06	254,52	421,85	1240,67	AMAN
18	4,00	0,75	16,00	0,56	84,84	421,85	1070,99	AMAN
19	4,00	0,75	16,00	0,56	84,84	421,85	1070,99	AMAN
20	4,00	2,25	16,00	5,06	254,52	421,85	1240,67	AMAN
Jumlah			160	56,25				

## 8. Kontrol Terhadap Kelompok Tiang Pancang

Kontrol kelompok tiang dapat diuraikan sebagai berikut.

$$\text{Jarak antar tiang terdekat, } S = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris kelompok tiang, } m = 5$$

$$\text{Jumlah kolom kelompok tiang, } n = 4$$

$$\text{Jumlah tiang, } N = 20$$

Menghitung efisiensi kelompok tiang,

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0,8}{1,5}$$

$$= 28,1^\circ$$

$$\eta = 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right]$$

$$= 1 - 28,1 \left[ \frac{(4-1)5 + (5-1)4}{90 \times 5 \times 4} \right]$$

$$= 0,52$$

$$\text{Daya dukung izin tiang pakai, } Q_{all} = 3611,7 \text{ kN}$$

$$\text{Daya dukung kelompok tiang, } Q_{gu} = Q_{all} \times N \times \eta$$

$$= 3611,7 \times 20 \times 0,52$$

$$= 37311,5 \text{ kN}$$

$$\text{Safety faktor untuk beban ekstrim, SF} = 2$$

$$\text{Safety faktor untuk beban tetap, SF} = 3$$

$$\text{Kapasitas dukung kelompok tiang, } Q_{g_{all}} = \frac{Q_{ug}}{SF}$$

$$\text{untuk beban tetap, } = \frac{37311,5}{3}$$

$$= 12437,2 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas dukung kelompok tiang, } Q_{g_{all}}' = \frac{Q_{ug}}{SF}$$

$$\text{untuk beban ekstrim, } = \frac{37311,5}{2}$$

$$= 18655,7 \text{ kN}$$

Kontrol,

$$Qg_{all} > Pu$$

$$12437,2 \text{ kN} > 10876,4 \text{ kN}$$

$$Qg_{all}' > Pu$$

$$18655,7 \text{ kN} > 11286 \text{ kN} \quad \textbf{Aman!}$$

#### 9. Kontrol Gaya Lateral

Kontrol Gaya Lateral dapat diuraikan sebagai berikut.

$$\text{Jumlah tiang,} \quad N = 20$$

$$\text{Gaya geser ultimit} \quad Vu = 7224,2 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit tiang,} \quad M_{wika} = 65 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral satu tiang,} \quad H &= \frac{Vu}{N} \\ &= \frac{7224,2}{20} \\ &= 361,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen satu tiang Wika,} \quad M &= M_{wika} \times 9,81 \\ &= 65 \times 9,81 \\ &= 637,65 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai N rerata,} \quad Nb = 51$$

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan hubungan variasi nilai N-SPT dengan nilai kohesi tak terdrainasi ( $c_u$ ) seperti tabel berikut.

**Tabel 5. 88 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi ( $c_u$ )**

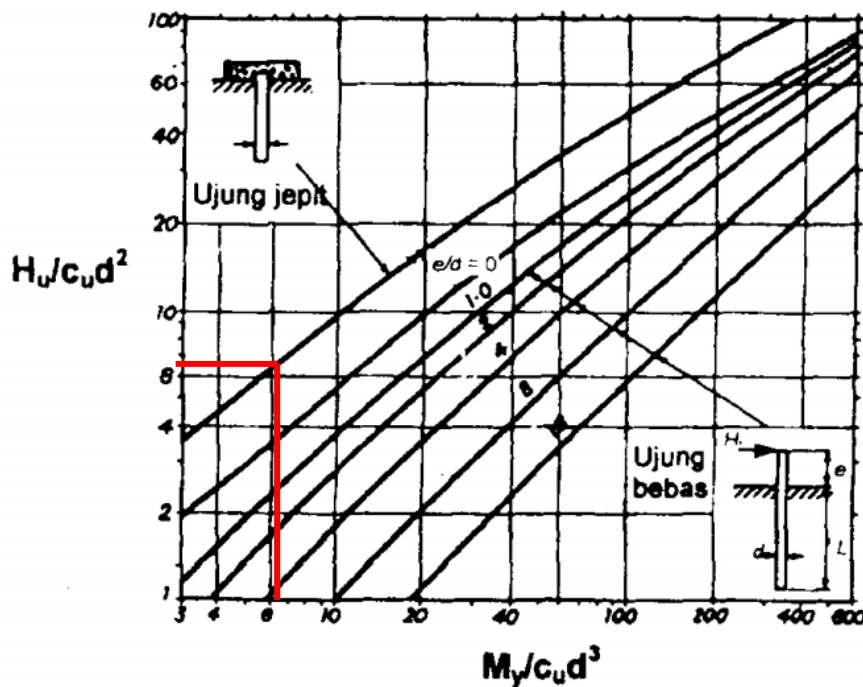
Konsistensi	$N$	$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

Dengan nilai  $N$  rerata sebesar 51, maka digunakan nilai kohesi sebagai berikut.

$$C_u = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen ultimit} &= \frac{M}{C_u \times D^3} \\ &= \frac{637,65}{200 \times 0,8^3} \\ &= 6,2 \end{aligned}$$

Menentukan kapasitas lateral ultimit tiang pancang menggunakan grafik Broms (1946) dengan kondisi ujung tiang terjepit.



Gambar 5. 92 Tahanan Lateral Ultimate Tiang Untuk Tanah Kohesif

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral ultimit,} \quad \frac{H_u}{C_u \times D^2} &= 6,5 \\ H_u &= 6,5 \times C_u \times D^2 \\ &= 6,5 \times 200 \times 0,8^2 \\ &= 832 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Safety faktor beban keseluruhan, } SF' = 2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung lateral izin, } H_a &= \frac{H_u}{SF'} \\
 &= \frac{832}{2} \\
 &= 416 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$H < H_a$$

$$361,2 \text{ kN} < 416 \text{ kN} \quad \text{Aman !}$$

Sehingga pada pondasi *abutment* digunakan 20 buah tiang pancang dengan kedalaman 17,5m dan diameter 0,8 m. Adapun kontrol gaya lateral pada kombinasi lainnya dapat di lihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 89 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral**

Kombinasi	Vu	H	Ha	Kontrol
	kN	kN	kN	
Daya Layan I	3631,50	172,93	416,0	Aman
Daya Layan II	3677,50	175,12	416,0	Aman
Daya Layan III	3600,84	200,05	416,0	Aman
Daya Layan IV	3478,18	144,92	416,0	Aman
Ekstrim I	7224,24	361,21	416,0	Aman

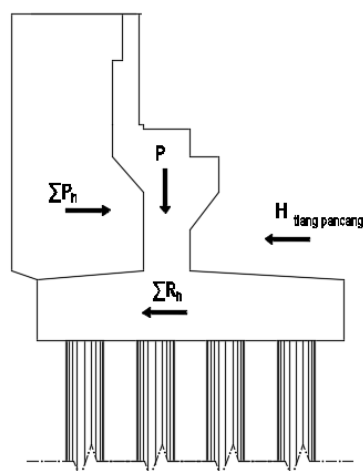
#### 10. Analisis Stabilitas *Abutment* dan Fondasi

Perhitungan stabilitas pada *abutment* dan pondasi dilakukan sebagai satu kesatuan hal ini dikarenakan keduanya bekerja secara bersamaan, Menurut Hardiyatmo (2-18) analisis stabilitas *abutment* ditinjau terhadap hal- hal berikut.

- Faktor aman terhadap gaya geser harus mencukupi.
- Faktor aman terhadap momen guling harus mencukupi.
- Tekanan yang timbul pada tanah dasar pondasi tidak boleh melampaui kapasitas dukung izin.

##### a. Stabilitas terhadap pergeseran

Gambar stabilitas pergeseran *abutment* pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 93 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang**

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

Gaya vertikal ekstrim I,  $P = 11285,99 \text{ kN}$

Jumlah gaya horizontal,  $\sum Ph = Tx \text{ Ekstrim I}$   
 $= 7224,24 \text{ kN}$

Gaya lateral izin tiang,  $Ha = 416 \text{ kN}$

Lebar *abutment* arah memanjang,  $Bx = 6,5 \text{ m}$

Lebar *abutment* arah melintang,  $By = 10 \text{ m}$

Sudut gesek dalam *pile cap*,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi tanah *pile cap*,  $C = 200 \text{ kN/m}^2$

Faktor adhesi,  $a_d = 2/3$

Faktor aman,  $SF = 1,5$

Sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*,

$$\begin{aligned} \delta b &= \frac{2}{3} \times \phi \\ &= \frac{2}{3} \times 35 \\ &= 23,33^\circ \end{aligned}$$

Adhesi antara tanah dan dasar *abutment*,

$$\begin{aligned}
 ca &= a_d \times C \\
 &= \frac{2}{3} \times 200 \\
 &= 133,33 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tahanan terhadap penggeseran,

$$\begin{aligned}
 \sum Rh &= ca \times Bx \times By + P \times \tan \phi + Ha \\
 &= 133,33 \times 6,5 \times 10 + 11285,99 \times \tan 35 + 416 \\
 &= 13950,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap penggeseran,

$$\begin{aligned}
 SF_{gs} &= \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \\
 &= \frac{13950,9}{7224,24} \\
 &= 1,93 > 1,5 \quad \text{Aman!}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan pada kombinasi lainnya yang membedakan adalah nilai Tx. Serta untuk geser arah y, digunakan Ty pada perhitungan. Adapun rekapitulasi hitungan geser arah x dan y dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 90 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Memanjang**

Kombinasi	P	Tx	$\Sigma Rh$	$SF_{gs} > 2$	Kontrol
	kN	kN	kN		
Daya Layan I	12000,86	3631,50	14259,33	3,93	Aman
Daya Layan II	12327,70	3677,50	14400,32	3,92	Aman
Daya Layan III	11602,05	3600,84	14087,30	3,91	Aman
Daya Layan IV	10569,56	3478,18	13641,93	3,92	Aman
Ekstrim I	11285,99	7224,24	13950,97	1,93	Aman



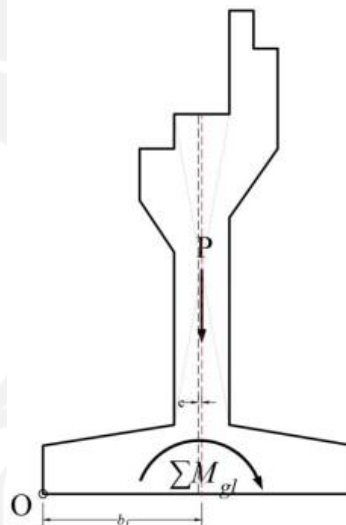
**Tabel 5. 91 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Melintang**

Kombinasi	P	Ty	$\Sigma Rh$	$SF_{gs} > 2$	Kontrol
	kN	kN	kN		
Daya Layan I	12000,86	46,99	14259,33	303,44	Aman
Daya Layan II	12327,70	-	14400,32	-	-
Daya Layan III	11602,05	-	14087,30	-	-
Daya Layan IV	10569,56	109,65	13641,93	124,42	Aman
Ekstrim I	11285,99	1318,28	13950,97	10,58	Aman

b. Stabilitas terhadap penggulingan

1) Arah X (Memanjang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan abutment pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 94 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang**

Perhitungan stabilitas terhadap guling pada arah x adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

Gaya vertikal ekstrim I,  $P = 11285,99$  kN

Eksentrisitas,  $e = 0,5$  m

Momen izin tiang,  $M_{Max} = 637,65$  kNm

$$\begin{aligned} \text{Momen guling ekstrim I, } \quad \sum M_{gl} &= Mx \text{ Ekstrim I} \\ &= 18099,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } abutment \text{ arah memanjang, } Bx = 6,5 \text{ m}$$

$$\text{Faktor aman, } SF = 2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak titik guling terhadap titik O, } b1 &= e + \frac{Bx}{2} \\ &= 0,5 + \frac{6,5}{2} \\ &= 3,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen penahan guling, } \quad \sum M_w &= (P + b1) + M_{Max} \\ &= (11285,99 + 3,75) + 637,65 \\ &= 42960,12 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$\begin{aligned} SF_{gl} &= \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \\ &= \frac{42960,12}{18099,3} \\ &= 2,37 > 2 \quad \text{Aman!} \end{aligned}$$

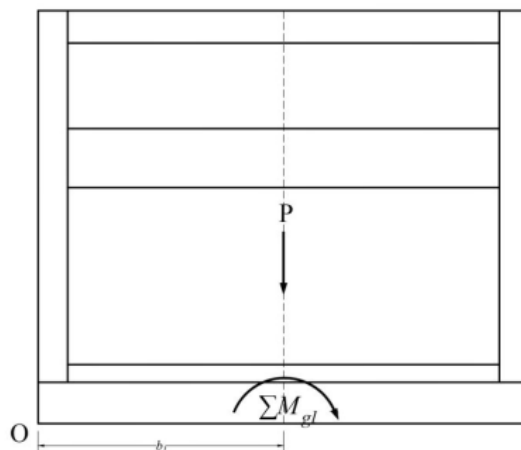
Adapun rekapitulasi hitungan guling arah x dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 92 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Memanjang**

Kombinasi	P	Mx	$\Sigma M_w$	$SF_{gl} > 2$	Kontrol
	kN	kNm	kNm		
Daya Layan I	11952,45	1235,76	45640,88	25,25	Aman
Daya Layan II	12279,29	1600,04	46866,52	23,22	Aman
Daya Layan III	11553,64	1001,83	44145,34	25,80	Aman
Daya Layan IV	10521,15	44,69	40273,49	33,06	Aman
Ekstrim I	11237,58	16836,64	42960,12	2,37	Aman

## 2) Arah Y (Melintang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan abutment pada arah melintang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 95 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang**

Perhitungan stabilitas terhadap guling pada arah y adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

$$\begin{aligned} \text{Gaya vertikal ekstrim I, } P &= 11285,99 \text{ kN} \\ \text{Momen izin tiang, } M_{Max} &= 637,65 \text{ kNm} \\ \text{Momen guling ekstrim I, } \sum M_{gl} &= My \text{ Ekstrim I} \\ &= 5932,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar abutment arah melintang, } By = 10 \text{ m}$$

$$\text{Faktor aman, } SF = 2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak titik guling terhadap titik O, } b1 &= \frac{By}{2} \\ &= \frac{10}{2} \\ &= 5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen penahan guling, } \sum M_w &= (P + b1) + M_{Max} \\ &= (11285,99 + 5) + 637,65 \\ &= 57067,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

$$= \frac{57067,61}{5932,27}$$

$$= 9,62 > 2 \quad \text{Aman!}$$

Adapun rekapitulasi hitungan guling arah y dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 93 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Melintang**

Kombinasi	P	My	ΣMw	SF <sub>gl</sub> >2	Kontrol
	kN	kNm	kNm		
Daya Layan I	12000,86	299,57	60641,96	202,43	Aman
Daya Layan II	12327,70	-	62276,15	-	-
Daya Layan III	11602,05	-	58647,90	-	-
Daya Layan IV	10569,56	699,01	53485,43	76,52	Aman
Ekstrim I	11285,99	5932,27	57067,61	9,62	Aman

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang pancang

Pemeriksaan terhadap kapasitas dukung izin pada satu tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 94 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang**

Kombinasi	P	Mx	My	P <sub>maks</sub>	Q <sub>all</sub>	Kontrol
	kN	kNm	kNm	kN	kN	
Daya Layan I	12000,86	1807,28	299,57	639,49	3611,75	Aman
Daya Layan II	12327,70	2018,78	-	713,26	3611,75	Aman
Daya Layan III	11602,05	1710,83	-	668,62	3611,75	Aman
Daya Layan IV	10569,56	1218,11	699,01	703,74	3611,75	Aman
Ekstrim I	11285,99	18099,30	5932,27	1240,67	3611,75	Aman

## 2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang pancang

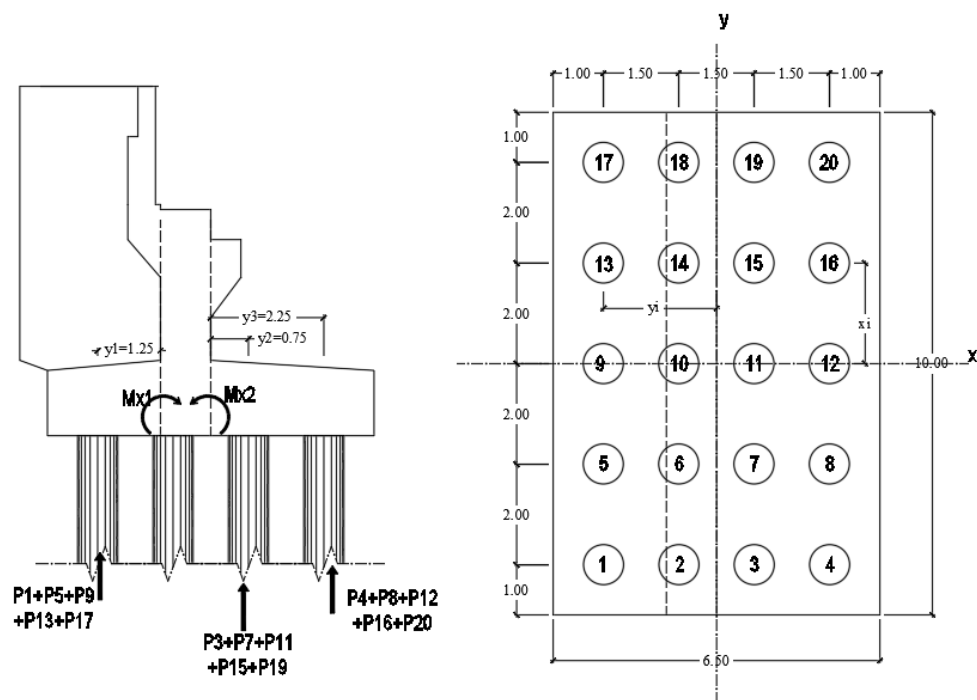
Pemeriksaan terhadap kapasitas dukung izin pada kelompok tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 95 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang**

Kombinasi	P	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	P <sub>maks</sub>	Q <sub>all</sub>	Kontrol
	kN	kNm	kNm	kN	kN	
Daya Layan I	12000,86	1807,28	299,57	12000,86	13265,55	Aman
Daya Layan II	12327,70	2018,78	-	12327,70	13265,55	Aman
Daya Layan III	11602,05	1710,83	-	11602,05	13265,55	Aman
Daya Layan IV	10569,56	1218,11	699,01	10569,56	13265,55	Aman
Ekstrim I	11285,99	18099,30	5932,27	10876,40	13265,55	Aman

11. Desain Tulangan *Pile Cap Abutment*

*Pile cap* bertugas untuk menyalurkan beban dari kolom ke setiap pondasi. Adapun perhitungan tulangan *pile cap* dilakukan menggunakan langkah-langkah berikut ini.



**Gambar 5. 96 Perhitungan Momen Ultimit Pile Cap Abutment**

Pada perhitungan pondasi tiang pancang didapatkan gaya pada masing-masing tiang. Dimana gaya terbesar tersebut akan digunakan dalam menentukan momen ultimit pile cap. Pada gambar diatas terlihat bahwa *pile* akan memberikan momen ke atas baik di sisi kiri sumbu y maupun kanan sumbu y. Sehingga perhitungan momen dapat dilakukan dengan cara berikut.

$$\text{Gaya maksimum tiang pancang, } P = 1240,67 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar abutment, } B_x = 6,5 \text{ m}$$

$$\text{Lengan kiri, } y_1 = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Lengan kanan 1, } y_2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Lengan kanan 2, } y_3 = 2,25 \text{ m}$$

Gaya kumpulan pile kiri,

$$\begin{aligned} Pu' &= P_1 + P_5 + P_9 + P_{13} + P_{17} \\ &= 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 \\ &= 6203,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya kumpulan pile kanan baris pertama,

$$\begin{aligned} Pu'_1 &= P_3 + P_7 + P_{11} + P_{15} + P_{19} \\ &= 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 \\ &= 6203,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya kumpulan pile kanan baris pertama,

$$\begin{aligned} Pu'_2 &= P_4 + P_8 + P_{12} + P_{16} + P_{20} \\ &= 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 + 1240,67 \\ &= 6203,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen kiri, } M_1 &= Pu' \times y_1 \\ &= 6203,36 \times 1,25 \\ &= 7754,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen kanan, } M_2 &= Pu'_1 \times y_2 + Pu'_2 \times y_3 \\ &= 6203,36 \times 0,75 + 6203,36 \times 2,25 \\ &= 18601,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen ultimit pile cap, } Mu = M_2$$

$$\begin{aligned}
 &= 18601,1 \text{ kNm} \\
 \text{Gaya geser ultimit } \textit{pile cap}, \quad Vu &= Pu'_1 + Pu'_2 \\
 &= 6203,36 + 6203,36 \\
 &= 12406,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

a. Tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit per 1 meter,} \quad Vu_x &= \frac{Vu}{By} \\
 &= \frac{12406,7}{10} \\
 &= 1240,67 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit per 1 meter,} \quad Mu_x &= \frac{Mu}{By} \\
 &= \frac{18601,1}{10} \\
 &= 1860,11 \text{ kNm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok,} \quad dp &= 25 \text{ kN} \\
 \text{Diameter tulangan geser,} \quad db &= 19 \text{ kN} \\
 \text{Kuat tekan beton,} \quad f'_c &= 25 \text{ kN} \\
 \text{Kuat tarik baja,} \quad f_y &= 420 \text{ kN} \\
 \text{Faktor distribusi tegangan beton,} \quad \beta_1 &= 0,85 \\
 \text{Faktor distribusi tegangan lentur,} \quad \phi &= 0,9 \\
 \text{Modulus elastis baja,} \quad E &= 200000 \text{ MPa} \\
 \text{Tebal } \textit{pile cap}, \quad h &= 1500 \text{ mm} \\
 \text{Lebar } \textit{abutment}, \quad B_x &= 6500 \text{ m} \\
 \text{Lebar Tinjauan} \quad b &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton,} \quad sb &= 70 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu_x}{\phi} \\
 &= \frac{1860,11}{0,9} \\
 &= 2067,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - d_b - 0,5d_p \\ &= 1500 - 70 - 19 - 0,5 \times 25 \\ &= 1398,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $R_n$ ),

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2067,8 \times 10^6}{1000 \times 1398,5^2} \\ &= 0,163 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,76 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \end{aligned}$$

$$= 0,0033$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,025$$

$$= 0,019$$



$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,163}{420}} \right) \\ &= 0,0004\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,003$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho_{pakai} \times b \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 1398,5 \\ &= 4661,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned}S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{As_{perlu}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4661,7} \\ &= 105,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S = 100 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}As_{terpasang} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{100} \\ &= 4908,74 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$As_{terpasang} > As_{perlu} \quad \mathbf{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-100**

b. Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 A_s'_{\text{perlu}} &= 50\% \times A_s'_{\text{terpasang}} \\
 &= 50\% \times 4908,74 \\
 &= 2454,37 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S' &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_s'_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2454,37} \\
 &= 115,5 \text{ mm} \\
 S' &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_s'_{\text{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{100} \\
 &= 2835,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s'_{\text{terpasang}} > A_s'_{\text{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D19-100**

c. Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1398,5 \\
 &= 1165417 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 1165417 \\
 &= 874062,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 874,06 \text{ kN}$$

$$\phi V_c < V_u$$

$$874,06 \text{ kN} < 1240,67 \text{ kN}$$

Dikarenakan  $\phi V_c < V_u$  maka tulangan geser diperlukan.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 1240,67 - 874,06$$

$$= 366,61 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi}$$

$$= \frac{366,61}{0,75}$$

$$= 488,8 \text{ kN}$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{25} \times 1000 \times 1398,5 \times 10^{-3}$$

$$488,8 \text{ kN} \leq 2330,8 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka berdasarkan ketentuan RSNI T-12 (2004), maka jarak tulangan geser maksimum di hitung sebagai berikut.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{1398,5}{2}$$

$$= 699,25 \text{ mm}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser perlu,

$$A_{v_{\text{perlu}}} = \frac{V_s \times S}{f_y \times d}$$

$$= \frac{488,8 \times 10^3 \times 300}{420 \times 1398,5}$$

$$= 249,7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan geser D 13 - 300,

$$A_{v_{pakai}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dg^2 \times d}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1398,5}{300}$$

$$= 618,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{pakai}} > A_{v_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

Sesuai dengan SNI 2847:2019 untuk h lebih besar dari 900 mm, tulangan longitudinal samping harus didistribusikan merata pada kedua muka samping sejarak h/2 dari muka tarik. Maka jarak tulangan longitudinal di hitungan sebagai berikut.

$$S_{\max} = \frac{h}{2}$$

$$= \frac{1500}{2}$$

$$= 750 \text{ mm}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan pengekang **D13- 300**

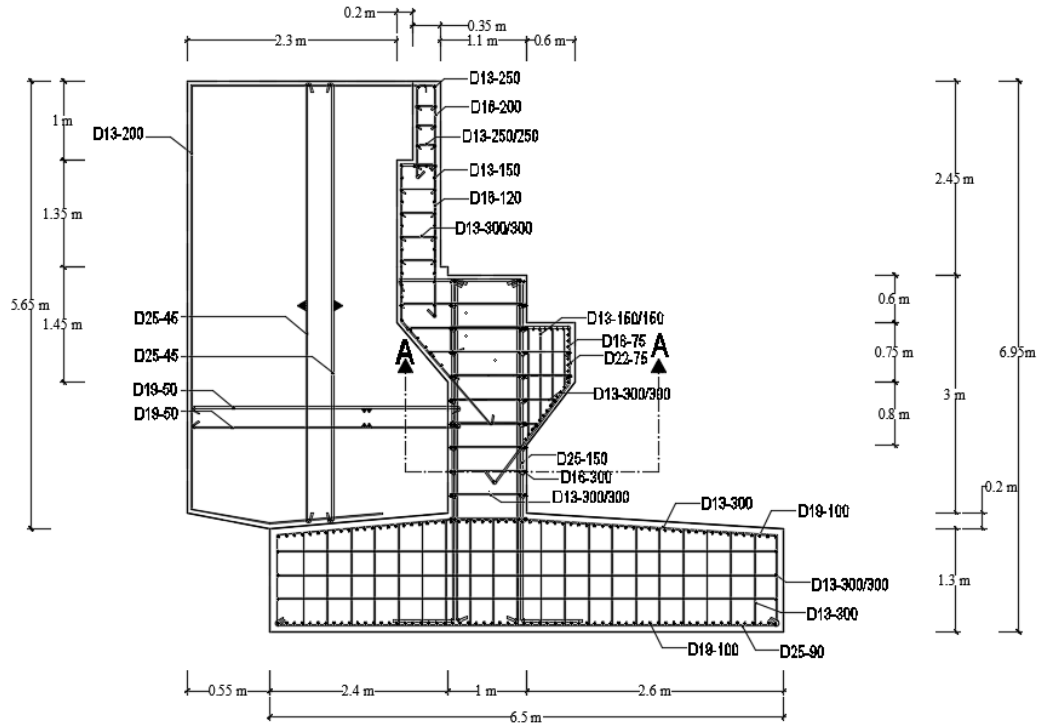
## 12. Rekapitulasi Penulangan *Abutment*

Rekapitulasi desain tulangan *abutment* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

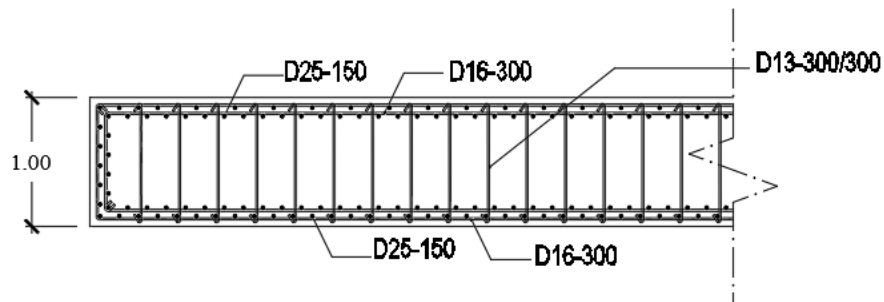
**Tabel 5. 96 Rekapitulasi Desain Tulangan *Abutment***

No.	Jenis Struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul. Pengekang
		mm	mm	mm	mm
1	<i>Breast Wall</i>	D25-150	-	D16-300	D13-300/300
2	<i>Back Wall</i> atas	D16-200	D13-250	D13-300	-
3	<i>Back Wall</i> bawah	D16-120	D13-150	D13-300	-
4	<i>Corbel</i>	D22-75	D16-75	D13-300	-
5	<i>Wing Wall</i>	D25-45	D19-50	D13-200	-
6	<i>Pile Cap</i>	D25-100	D19-100	D13-300	D13-300/300

Gambar detail penulangan *abutment* dan fondasi *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5.97 Desain Tulangan Abutment**



**Gambar 5.98 Detail Potongan A-A (Breast Wall)**

## 5.5 Perancangan Pilar Jembatan

Pilar jembatan dirancang berdasarkan beban-beban yang bekerja termasuk beban vertikal yang berasal dari aksi struktur atas jembatan dan beban horizontal yang disebabkan oleh beban aksi lingkungan. Pilar yang digunakan yaitu tipe dinding atau disebut juga kolom tunggal.

### 5.5.1 Data Struktur Jembatan

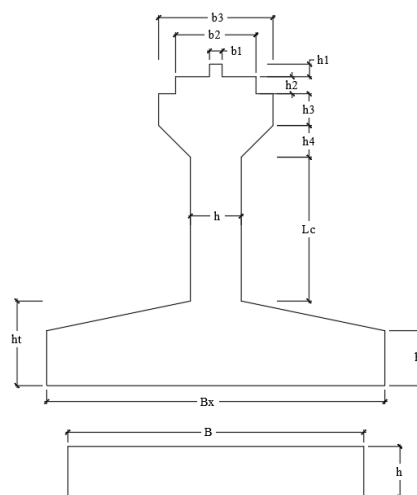
Adapun data yang diperlukan untuk mendesain *abutment* jembatan dapat dilihat sebagai berikut.

#### 1. Data Struktur Atas Jembatan

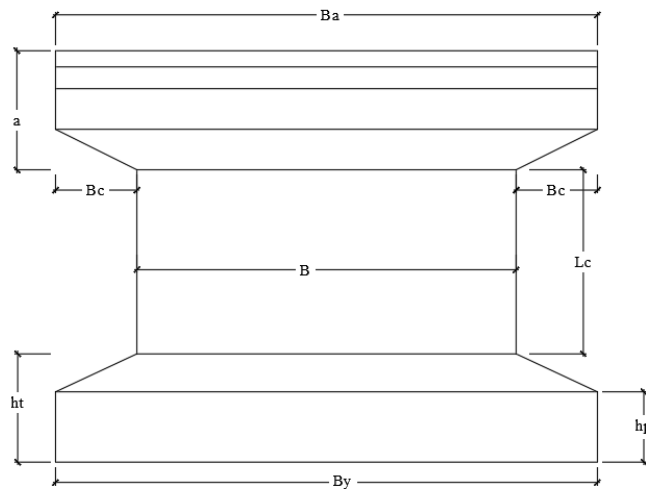
Panjang bentang,	$L_b$	= 35,6 m
Lebar jembatan,	$b$	= 10 m
Tinggi jembatan,	$h$	= 7,2 m
Lebar lajur,	$b_l$	= 7 m
Lebar trotoar,	$b_{tr}$	= 7 m
Tebal trotoar,	$t_{tr}$	= 0,3 m
Tebal pelat jembatan,	$t_s$	= 0,25 m
Tebal aspal,	$t_a$	= 0,1 m
Tebal genangan air hujan,	$t_h$	= 0,05 m
Tinggi gelagar,	$h_g$	= 2,10 m
Jarak antar gelagar,	$s$	= 1,85 m
Tinggi bidang samping jembatan,	$h_a$	= 3,55 m

#### 2. Data Struktur Pilar Jembatan

Ukuran pilar yang direncanakan ditunjukkan pada gambar dan tabel di bawah ini.



**Gambar 5. 99 Tampak Memanjang Pilar Jembatan**



**Gambar 5. 100 Tampak Melintang Pilar Jembatan**

**Tabel 5. 97 Dimensi Struktur Pilar Jembatan**

PIERHEAD				Tanah Dasar Pile Cap		
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	Berat volume, $w_s =$	19	$\text{kN/m}^3$
b1	0,3	h1	0,3	Sudut gesek, $\phi =$	35	$^\circ$
b2	1,9	h2	0,4	Kohesi, $C =$	200	$\text{kN/m}^2$
b3	2,7	h3	0,75			
b4	1,2	h4	0,75			
Ba	10	a	2,2	Mutu Beton	25	
PIER WALL (COLUMN)				Mutu Baja Tulangan	U - 42	
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)			
B	7	Bc	1,5			
h	1,2	Lc	3,4			
PILE-CAP						
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)			
hp	1,3	Bx	7,5			
ht	1,5	By	10			

### 3. Data Mutu Bahan dan Material

#### a. Mutu material *abutment*

Berat volume beton,  $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Mutu beton,  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja  $f_y = 420 \text{ MPa}$

b. Data tanah

Dalam tugas akhir ini, yang terdapat pada data tanah N-SPT hanyalah nilai pukulannya. Sehingga untuk data spesifikasi tanah asli pada kedalaman pile cap diasumsikan sebagai berikut.

Berat volume tanah,  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi,  $c = 200 \text{ kN/m}^2$

### 5.5.2 Pembebanan Pilar Jembatan

#### 1. Analisis Pembebanan Pada *Pile Cap* dan Kolom Pilar

Analisis pembebanan dilakukan terhadap pangkal *pile cap* dan pangkal kolom pilar berdasarkan beban- beban yang bekerja.

##### a. Berat sendiri (*MS*)

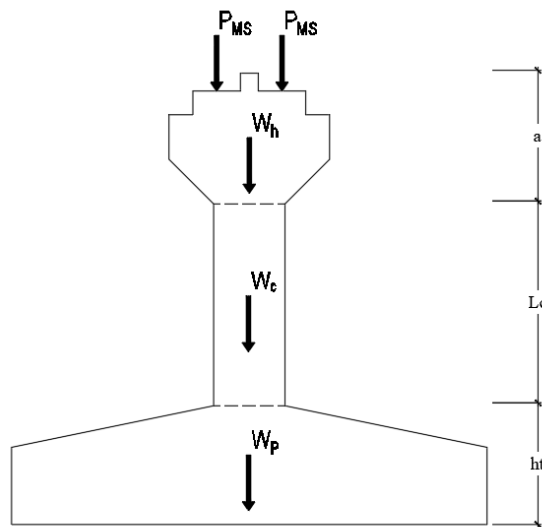
##### 1) Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas terdiri dari gelagar, pelat dan trotoar dijumlahkan dengan sistem sambungan yang nilainya diasumsikan sebesar 10% dari berat struktur atas. Adapun perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 98 Rekapitulasi Berat Struktur Atas Jembatan**

No	Beban	Parameter Volume				Berat (kn/m)	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	10,00	0,25	35,60	1,00	25,00	kN/m <sup>3</sup>	2225,00
2	Deck slab	1,25	0,07	35,60	4,00	25,00	kN/m <sup>3</sup>	311,50
3	Trotoar (slab, sandaran, dll)			35,60	2,00	16,48	kN/m	1173,02
4	Balok prategang			35,60	5,00	18,74	kN/m	3335,28
5	Diafragma			35,60	4,00	2,91	kN/m	414,40
Jumlah								7459.20
Sistem sambungan (10%)								745.92
Total berat sendiri struktur atas,							$W_{MS} =$	8205,11





**Gambar 5. 101 Reaksi Perletakan Berat Sendiri**

Gaya aksial pada *pile cap*,

$$P_{MS\_Atas} = 2 \times \frac{1}{2} W_{MS}$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 8205,11$$

$$= 8205,11 \text{ kN}$$

Gaya aksial pada kolom,

$$P_{MS\_Atas} = 2 \times \frac{1}{2} W_{MS}$$

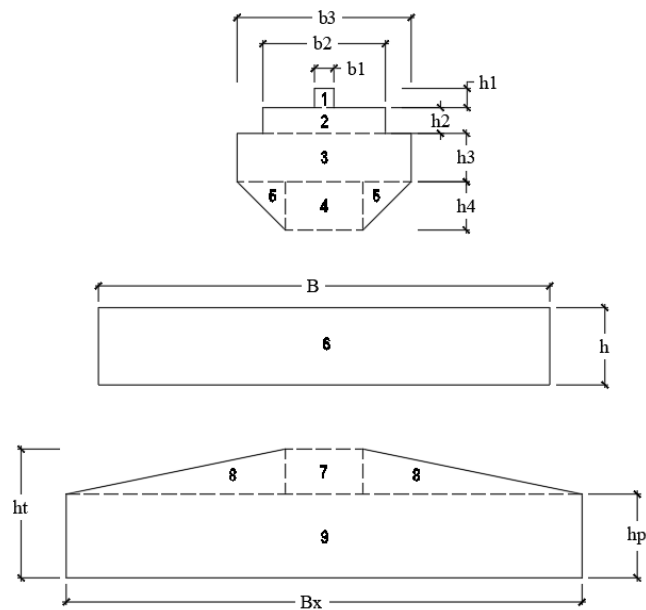
$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 8205,11$$

$$= 8205,11 \text{ kN}$$

Beban  $P_{MS\_Atas}$  bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga tidak terjadi adanya momen.

2) Berat sendiri struktur bawah

Perhitungan berat sendiri struktur bawah meliputi berat masing-masing komponen sebagai berikut.



**Gambar 5. 102 Pembagian Pias Untuk Perhitungan Berat Mati Sendiri Pilar Jembatan**

**Tabel 5. 99 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Pier Head***

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom,stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
1	0,3	0,3	10	1	21,6	$a-h1/2$	2,05	44,28
2	1,9	0,4	10	1	182,4	$a-h1-h2/2$	1,7	310,08
3	2,7	0,75	10	1	486	$h4+h3/2$	1,125	546,75
4	1,2	0,75	8,5	1	183,6	$h4/2$	0,375	68,85
5	0,75	0,75	8,5	0,5	114,75	$2/3xh4$	0,5	57,375
Berat <i>Pier Head</i> , $Wh =$					988,35	kN	$Mh =$	1027,335

**Tabel 5. 100 Perhitungan Gaya dan Momen pada Kolom Pilar**

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom,stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
1	7	1,2	3,4	1	685,44	$Lc/2$	1,7	1165,25
Berat Kolom, $Wc =$					685,44	kN	$Mc =$	1165,25

**Tabel 5. 101 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Pile Cap***

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom,stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
1	1,2	0,2	8,5	1,00	48,96	hp+(ht-hp)/2	1,40	68,54
2	3,15	0,2	8,5	0,50	128,52	hp+(ht-hp)/3	1,37	175,64
3	7,5	1,9	10	1,00	3420,00	hp/2	0,65	2223,00
Berat <i>Pile Cap</i> , $W_p =$					3597,5	kN	$M_p =$	2467,19

## 3) Rekapitulasi berat sendiri

Hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah adalah sebagai berikut.

Gaya aksial pada *pile cap*,

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= P_{MS\_Atas} + Wh + Wc + Wp \\
 &= 8205,11 + 988,35 + 685,44 + 3597,5 \\
 &= 13476,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya aksial pada kolom,

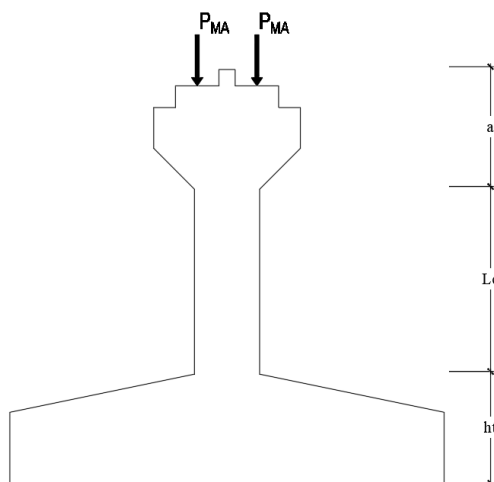
$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= P_{MS\_Atas} + Wh + Wc \\
 &= 8205,11 + 988,35 + 685,44 \\
 &= 9878,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## b. Beban mati tambahan (MA)

Dari perhitungan sebelumnya pada pembebanan abutment diperoleh data sebagai berikut.

**Tabel 5. 102 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan Pada Pilar**

No	Jenis	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0,10	7,00	35,60	1	22,40	558,21
2	Air hujan	0,05	10,00	35,60	1	9,80	174,44
$W_{MA} =$							732,65



**Gambar 5. 103 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan**

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial pada } \textit{pile cap}, \quad P_{MA} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{MA} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 732,65 \\ &= 732,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial pada kolom}, \quad P_{MA} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{MS} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 732,65 \\ &= 732,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

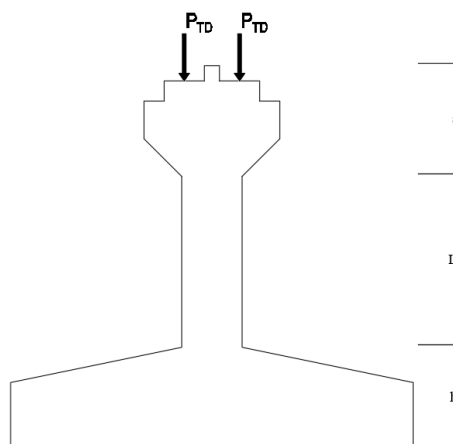
Beban  $P_{MA}$  bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga tidak terjadi adanya momen.

c. Beban lajur “D” ( $TD$ )

Dari perhitungan sebelumnya pada pembebanan abutment diperoleh data sebagai berikut.

**Tabel 5. 103 Rekapitulasi Beban Lajur “D” Pada Pilar**

Jenis Beban	Berat sendiri	
ban terbagi merata ( $BTR$ )	2066,4	kN
ban garis tegak ( $BGT$ )	480,2	kN
<b>Total (<math>W_{TD}</math>)</b>	<b>2546,6</b>	<b>kN</b>



**Gambar 5. 104 Reaksi Perletakan Akibat Beban Lajur “D” Pada Pilar**

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial pada } \textit{pile cap}, \quad P_{TD} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{TD} \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 2546,6 \\
 &= 2546,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

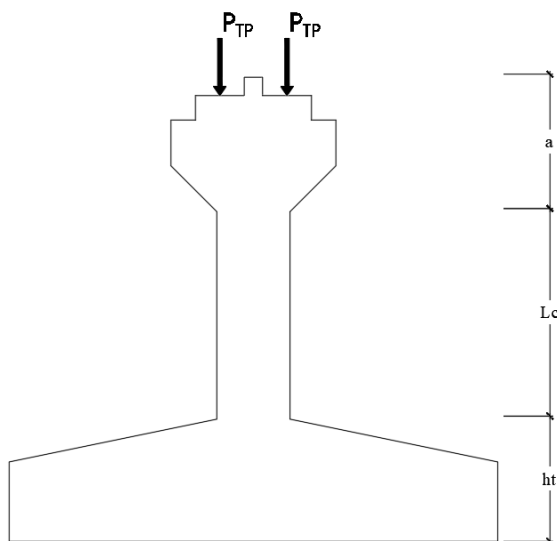
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial pada kolom}, \quad P_{TD} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{TD} \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 2546,6 \\
 &= 2546,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban  $P_{TD}$  bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga tidak terjadi adanya momen.

d. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Beban	$q_{TP}$	$= 5 \text{ kN/m}^2$
Panjang satu bentang jembatan,	$L_b$	$= 35,6 \text{ m}$
Lebar trotoar,	$b_{tr}$	$= 1 \text{ m}$
Jumlah trotoar,	$n_{tr}$	$= 2$
Berat sendiri pejalan kaki,	$W_{TP}$	$= L_b \times q_{TP} \times b_{tr} \times n_{tr}$ $= 35,6 \times 5 \times 1 \times 2$ $= 356 \text{ kN}$



**Gambar 5. 105 Reaksi Perletakan Akibat Beban Pejalan Kaki Pada Pilar**

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial pada } \textit{pile cap}, \quad P_{TP} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{TP} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 356 \\ &= 356 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial pada kolom,} \quad P_{TP} &= 2 \times \frac{1}{2} W_{TP} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 356 \\ &= 356 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban  $P_{TP}$  bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga tidak terjadi adanya momen.

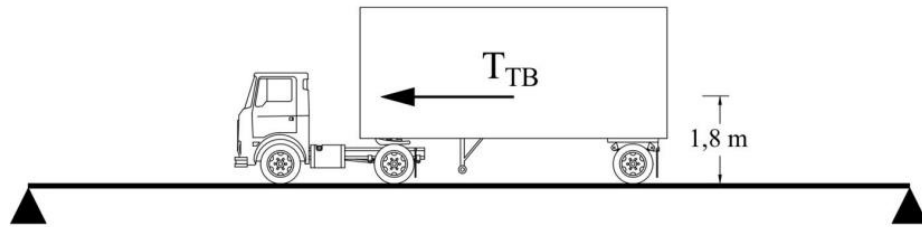
e. Beban gaya rem ( $TB$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

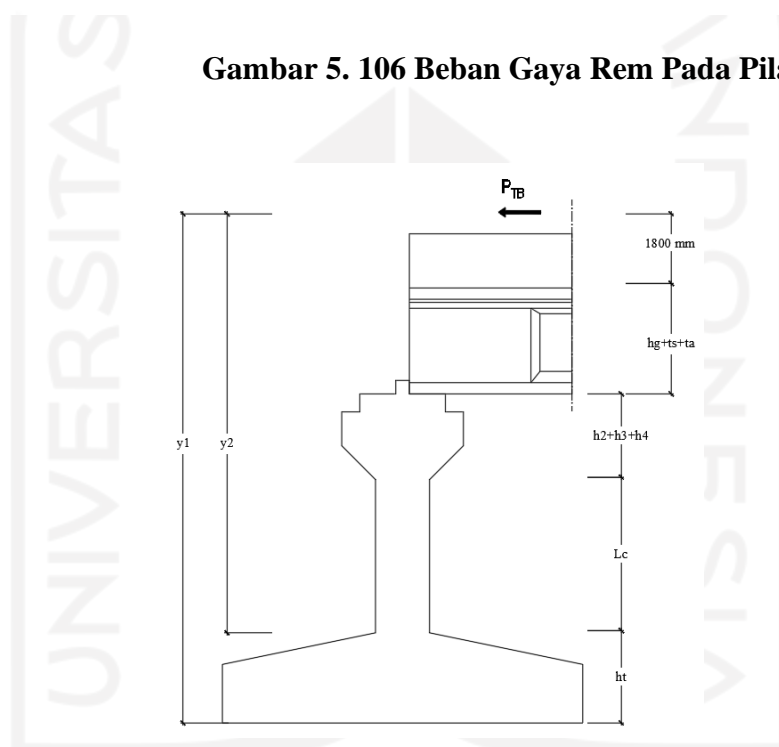
$$TB = 153,32 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama.

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



**Gambar 5. 106** Beban Gaya Rem Pada Pilar



**Gambar 5. 107** Reaksi Perletakan Akibat Beban Rem Kendaraan Pada Pilar

$$\begin{aligned} \text{Gaya horizontal pada } \textit{pile cap}, T_{TB} &= W_{TB} \\ &= 153,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya horizontal pada kolom, } T_{TB} &= W_{TB} \\ &= 153,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban  $T_{TB}$  tidak bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga terjadi adanya momen.

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned} y1 &= 1,8 + hg + ts + ta + h2 + h3 + h4 + Lc + ht \\ &= 1,8 + 2,1 + 0,25 + 0,1 + 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 + 1,5 \\ &= 11,05 \text{ m} \end{aligned}$$

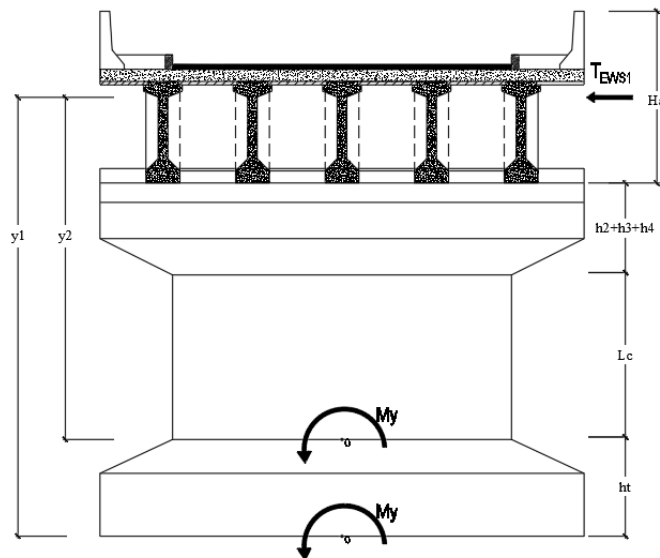
Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned} y2 &= 1,8 + hg + ts + ta + h2 + h3 + h4 + Lc \\ &= 1,8 + 2,1 + 0,25 + 0,1 + 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 \\ &= 9,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap } \textit{pile cap}, \quad M_{TB1} &= T_{TB} \times y1 \\ &= 153,32 \times 11,05 \\ &= 1694,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom}, \quad M_{TB2} &= T_{TB} \times y2 \\ &= 153,32 \times 9,55 \\ &= 1464,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- f. Beban angin (*EW*)  
1) Beban angin struktur atas (*EW<sub>S1</sub>*)



**Gambar 5. 108 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar**



Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\text{Gaya angin horizontal ,} \quad W_{EWS1} = 156,64 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin horizontal pada } \textit{pile cap}, \quad T_{EWS1} &= W_{EWS1} \\ &= 156,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin horizontal pada kolom,} \quad T_{EWS1} &= W_{EWS1} \\ &= 156,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban  $T_{EWS1}$  tidak bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga terjadi adanya momen.

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned} y1 &= \frac{1}{2} \times Ha + h2 + h3 + h4 + Lc + ht \\ &= \frac{1}{2} \times 3,55 + 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 + 1,5 \\ &= 8,58 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned} y2 &= \frac{1}{2} \times Ha + h2 + h3 + h4 + Lc \\ &= \frac{1}{2} \times 3,55 + 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 \\ &= 7,08 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap } \textit{pile cap}, \quad M_{EWS1} &= T_{EWS1} \times y1 \\ &= 156,64 \times 8,58 \\ &= 1343,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom,} \quad M_{EWS1}' &= T_{EWS1} \times y2 \\ &= 156,64 \times 7,08 \\ &= 1108,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 2) Beban angin struktur bawah arah memanjang ( $EW_{S2}$ )

Berdasarkan SNI 1725 (2016) bahwa tekanan angin struktur bawah harus dihitung terhadap arah memanjang dan melintang jembatan dengan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa.

$$\text{Tekanan angin dasar,} \quad P_D = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$= 1,9 \text{ KPa}$$

Luas *pier head*,  $Ah = a \times By$

$$= 2,2 \times 10$$

$$= 22 \text{ m}^2$$

Luas kolom,  $Ac = B \times Lc$

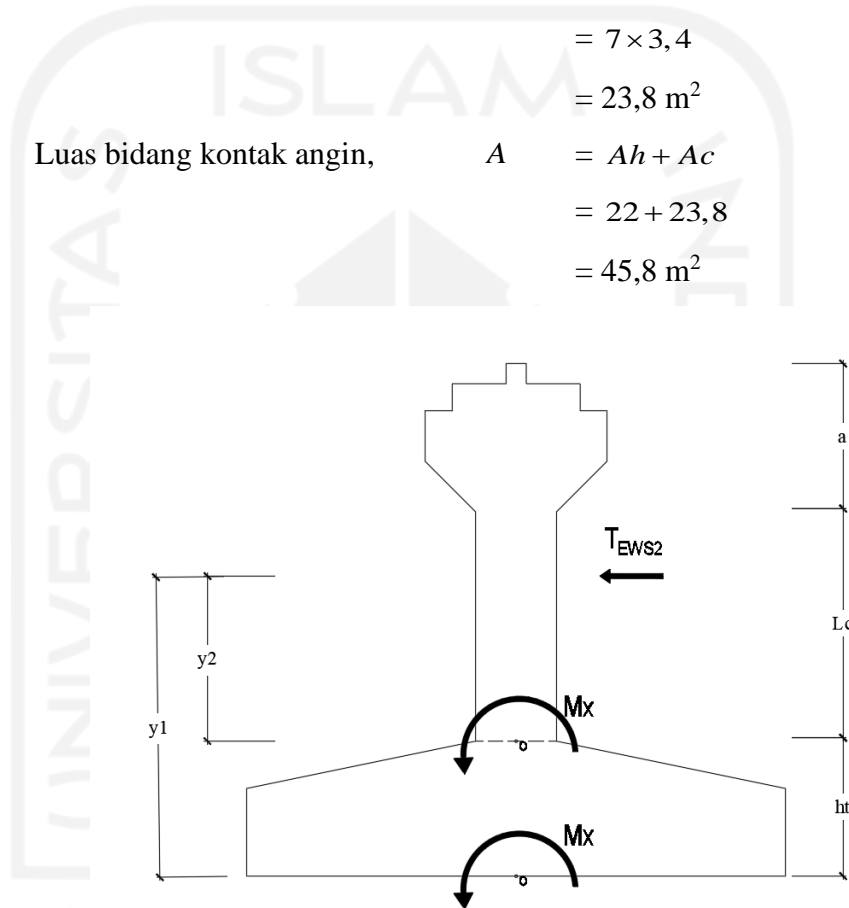
$$= 7 \times 3,4$$

$$= 23,8 \text{ m}^2$$

Luas bidang kontak angin,  $A = Ah + Ac$

$$= 22 + 23,8$$

$$= 45,8 \text{ m}^2$$



**Gambar 5. 109 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur  
Bawah Arah X**

Gaya angin horizontal ,

$$W_{EWS2} = A \times P_D$$

$$= 45,8 \times 1,9$$

$$= 87,02 \text{ kN}$$

Gaya angin horizontal pada *pile cap*,

$$T_{EWS2} = W_{EWS2}$$

$$= 87,02 \text{ kN}$$

Gaya angin horizontal pada kolom,  $T_{EWS2} = W_{EWS2}$   
 $= 87,02 \text{ kN}$

Beban  $T_{EWS2}$  tidak bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga terjadi adanya momen.

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned} y1 &= \frac{1}{2} \times (a + Lc) + ht \\ &= \frac{1}{2} \times (2,2 + 3,4) + 1,5 \\ &= 4,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned} y2 &= \frac{1}{2} \times (a + Lc) \\ &= \frac{1}{2} \times (2,2 + 3,4) \\ &= 2,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap *pile cap*,  $M_{EWS2} = T_{EWS2} \times y1$   
 $= 87,02 \times 4,3$   
 $= 374,19 \text{ kNm}$

Momen terhadap kolom,  $M_{EWS2}' = T_{EWS2} \times y2$   
 $= 87,02 \times 2,8$   
 $= 243,7 \text{ kNm}$

3) Beban angin struktur bawah arah melintang ( $EWS3$ )

Tekanan angin dasar,  $P_D = 0,0019 \text{ MPa}$   
 $= 1,9 \text{ KPa}$

Luas *pier head*,

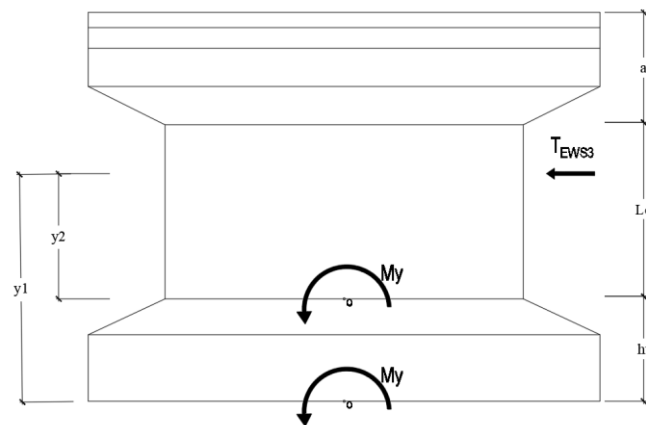
$$\begin{aligned} Ah &= A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \\ &= 0,09 + 0,76 + 2,025 + 0,9 + 0,56 \\ &= 4,34 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas kolom,  $Ac = h \times Lc$   
 $= 1,2 \times 3,4$

$$= 4,08 \text{ m}^2$$

Luas bidang kontak angin,

$$\begin{aligned} A &= Ah + Ac \\ &= 4,34 + 4,08 \\ &= 8,42 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



**Gambar 5. 110 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Struktur  
Bawah Arah Y**

Gaya angin horizontal ,

$$\begin{aligned} W_{EWS3} &= A \times P_D \\ &= 8,42 \times 1,9 \\ &= 15,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada *pile cap*,

$$\begin{aligned} T_{EWS3} &= W_{EWS3} \\ &= 15,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada kolom,

$$\begin{aligned} T_{EWS3} &= W_{EWS3} \\ &= 15,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban  $T_{EWS3}$  tidak bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga terjadi adanya momen.

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned} y1 &= \frac{1}{2} \times (a + Lc) + ht \\ &= \frac{1}{2} \times (2,2 + 3,4) + 1,5 \\ &= 4,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned}
 y_2 &= \frac{1}{2} \times (a + Lc) \\
 &= \frac{1}{2} \times (2,2 + 3,4) \\
 &= 2,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap } \textit{pile cap}, \quad M_{EWS3} &= T_{EWS3} \times y_1 \\
 &= 15,99 \times 4,3 \\
 &= 68,77 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap kolom}, \quad M_{EWS3}' &= T_{EWS3} \times y_2 \\
 &= 15,99 \times 2,8 \\
 &= 44,78 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4) Beban angin kendaraan ( $EW_L$ )

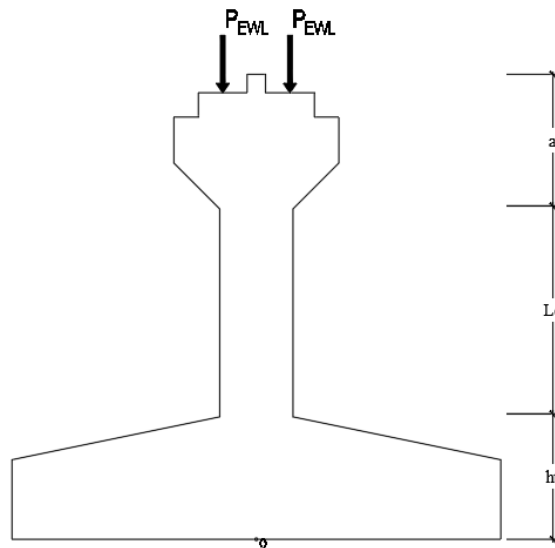
Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus dirancang untuk dapat menerima gaya akibat tekanan angin akibat kendaraan. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai beban merata sebesar 1,46 N/mm, serta diterapkan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m.

Supaya beban angin kendaraan dapat bekerja pada titik tengah perletakan pilar,  $EW_L$  dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan  $y$ . Sehingga gaya akibat angin kendaraan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin kendaraan}, \quad EW_L &= 1,46 \text{ N/mm} \\
 \text{Panjang satu betang}, \quad L &= 35,6 \text{ m} \\
 \text{Panjang lengan}, \quad y &= 1800 + ta + ts + tg \\
 &= 1800 + 100 + 250 + 2100 \\
 &= 4250 \text{ mm} \\
 \text{Jarak antar roda}, \quad x &= 1750 \text{ mm} \\
 \text{Gaya tekanan angin kendaraan}, \quad W_{EWL} &= \frac{EW_L \times L \times y}{x} \\
 &= \frac{1,46 \times 35600 \times 4250}{1750}
 \end{aligned}$$

$$= 126227,43 \text{ N}$$

$$= 126,23 \text{ kN}$$



**Gambar 5. 111** Beban Angin Kendaraan Pada Pilar

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin aksial pada } \textit{pile cap}, P_{EWL} &= W_{EWL} \\ &= 126,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin aksial pada kolom}, T_{EWS3} &= W_{EWL} \\ &= 126,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Gempa vertikal ( $EQ_V$ )

Menurut SNI 2833 (2016) perhitungan gempa vertikal dihitung dengan dua kondisi berikut dengan diambil nilai terbesar.

- 1) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban tambahan.
- 2) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas,  $P_{MS\_Atas} = 8205,11 \text{ kN}$

Reaksi perletakan beban mati tambahan,  $P_{MA} = 732,65 \text{ kN}$

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertikal 1, } EQ_{V1} &= 10\% \times (P_{MS\_Atas} + P_{MA}) \\
 &= 10\% \times (8205,11 + 732,65) \\
 &= 893,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertikal 2, } EQ_{V2} &= 120\% \times [(P_{MS\_Atas} + P_{MA}) - EQ_{V1}] \\
 &= 120\% \times [(8205,11 + 732,65) - 893,78] \\
 &= 9652,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil nilai terbesar } P_{EQV} = 9652,78 \text{ kN}$$

h. Gempa lateral ( $EQ_L$ )

Berdasarkan SNI 2833 (2016) beban gempa horizontal ditentukan oleh persamaan berikut ini.

$$EQ = \frac{csm}{Rd} \times Wt$$

Menurut SNI 2833 (2016) pada jembatan bentang majemuk perlu dilakukan analisis metode spektra moda tunggal yang dapat diuraikan sebagai berikut.

1) Analisis kelas situs

Pada perencanaan Jembatan Karangsambung data yang diperoleh berupa pengujian  $N$ -SPT (*Standar Penetration Test*). Dari data tersebut dapat diperhitungkan nilai  $N$  rata-rata ( $\bar{N}$ ).

$$\bar{N} = \frac{\sum ti}{\sum \left(\frac{ti}{n}\right)} = 51,69$$

Berdasarkan Tabel 3.14, dengan  $\bar{N} > 50$  jenis tanah masuk pada kategori kelas situs tanah keras (SC).

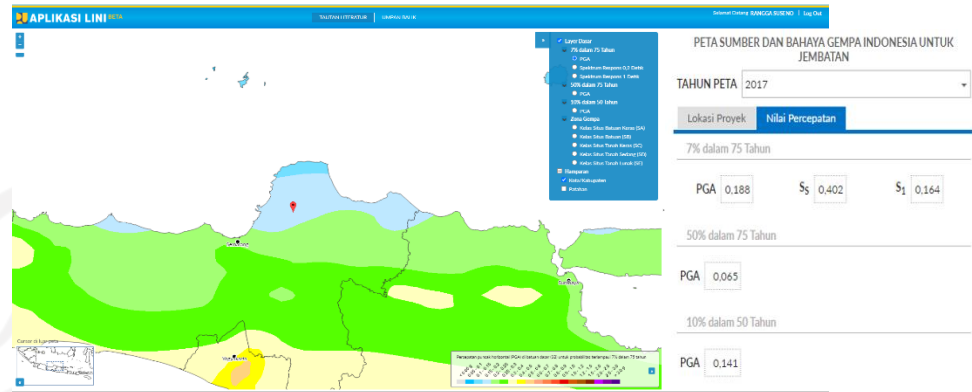
2) Menentukan nilai PGA,  $SS$  dan  $SI$  berdasarkan peta gempa.

Berdasarkan peta gempa pada aplikasi LINI yang dikembangkan oleh Binamarga, sesuai dengan koorditan lokasi jembatan Karangsambung didiapatkan nilai sebagai berikut.

$$\text{PGA} = 0,188 \text{ g}$$

$$S_s = 0,402 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,164 \text{ g}$$



**Gambar 5. 112 Nilai PGA, SS dan S1 Dengan Aplikasi LINI**

(Sumber : Aplikasi LINI, 2022)

- 3) Menentukan faktor situs  $F_{PGA}$ ,  $F_a$  dan  $F_v$

Dari nilai PGA, SS dan  $S_1$  dengan kelas situ tanah keras (SC), diperoleh nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 sebagai berikut.

$$F_{PGA} = 1,2$$

$$F_a = 1,2$$

$$F_v = 1,764$$

- 4) Menggambar grafik respon spektra

Nilai- nilai pada grafik respon spektra dihitung berdasarkan Gambar 3.20 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$= 1,2 \times 0,188$$

$$= 0,226$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,2 \times 0,402$$

$$= 0,482$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

$$= 1,764 \times 0,164$$

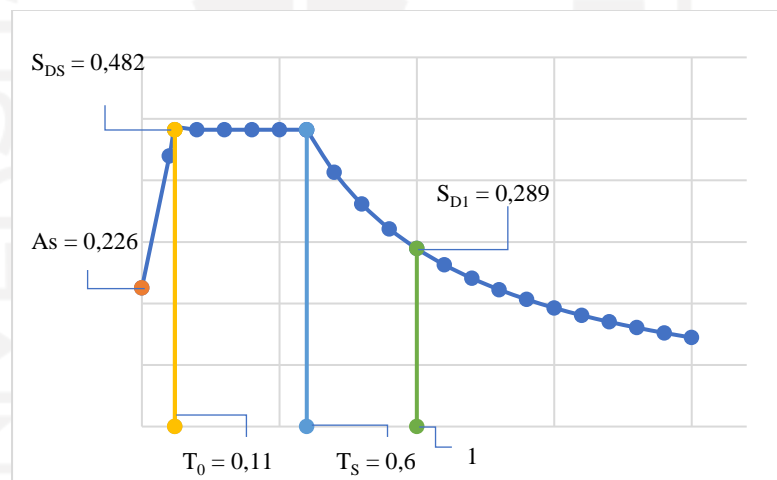
$$= 0,289$$



$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{DS}}{S_{D1}} \\
 &= \frac{0,482}{0,289} \\
 &= 0,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,6 \\
 &= 0,11
 \end{aligned}$$

Adapun grafik respon spektra dari nilai- nilai di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 113 Grafik Respon Spektra**

5) Beban gempa horizontal arah x ( $EQ_x$ )

Berat tributari,

$$\begin{aligned}
 W_t &= P_{MS\_Atas} + P_{MA} + Wh + 0,5Wc \\
 &= 8205,11 + 732,65 + 988,35 + 0,5 \times 685,44 \\
 &= 10268,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Mutu beton,  $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Modulus elastis beton,  $E = 23500000 \text{ kPa}$

Panjang kolom pilar,  $h = 1,2 \text{ m}$

Lebar kolom pilar,  $B = 7 \text{ m}$

Tinggi pilar,  $L = Lc + h2 + h3 + h4$   
 $= 3,4 + 0,4 + 0,75 + 0,75$   
 $= 5,3 \text{ m}$

Momen Inersia arah x,  $I_x = \frac{1}{12} \times B \times h^3$   
 $= \frac{1}{12} \times 7 \times 1,2^3$   
 $= 22,927 \text{ m}^4$

Kekakuan struktur,  $K_x = \frac{3EI}{L}$   
 $= \frac{3 \times 23500000 \times 22,927}{5,3}$   
 $= 10395124,8 \text{ kN/m}$

Waktu periode alami,  $T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_x}}$   
 $= 2\pi \sqrt{\frac{10268,83}{9,81 \times 10395124,8}}$   
 $= 0,06 \text{ detik}$

Karena  $T_x < T_0$  maka,

Koefisien respons gempa elastis,

$$C_{smx} = S_{DS} - A_s \times \frac{T_x}{T_0} + A_s$$

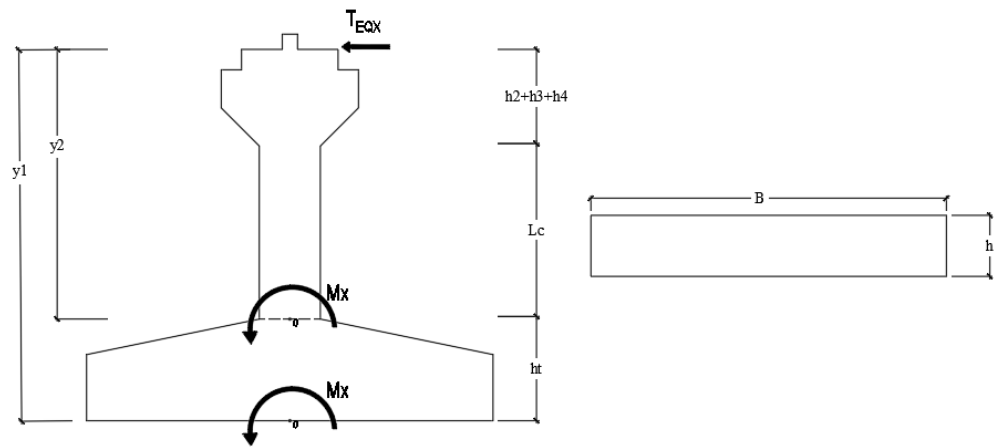
$$= 0,482 - 0,226 \times \frac{0,06}{0,11} + 0,226$$

$$= 0,36$$

Berat seismik,  $W = P_{MS\_str.atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD}$   
 $= 8205,11 + 732,65 + 0,3 \times 2546,6$   
 $= 9701,74 \text{ kN}$

Faktor modifikasi respons untuk pondasi,  $R_p = 1$

Faktor modifikasi respons untuk kolom,  $R_c = 2$



**Gambar 5. 114** Beban Gempa Arah X Pada Pilar

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa arah x pondasi, } T_{EQx} &= \frac{C_{smx}}{R_p} \times W \\ &= \frac{0,36}{1} \times 9701,74 \\ &= 3498,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa arah x kolom, } T_{EQx}' &= \frac{C_{smx}}{R_c} \times W \\ &= \frac{0,36}{2} \times 9701,74 \\ &= 1749,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned} y1 &= h2 + h3 + h4 + Lc + ht \\ &= 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 + 1,5 \\ &= 6,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned} y2 &= h2 + h3 + h4 + Lc \\ &= 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 \\ &= 5,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen pada pondasi, } M_{EQx} = T_{EQx} \times y1$$

$$\begin{aligned}
 &= 3498,4 \times 6,8 \\
 &= 23789,2 \text{ kNm} \\
 \text{Momen pada kolom,} \quad M_{EQx} &= T_{EQx} \times y_2 \\
 &= 1749,2 \times 5,3 \\
 &= 9270,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6) Beban gempa horizontal arah y ( $EQ_y$ )

Beban gempa horizontal arah y ( $EQ_y$ ) merupakan beban gempa yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai  $EQ_y$  dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.

Berat tributari,

$$\begin{aligned}
 W_t &= P_{MS\_Atas} + P_{MA} + Wh + 0,5Wc \\
 &= 8205,11 + 732,65 + 988,35 + 0,5 \times 685,44 \\
 &= 10268,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton,} \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis beton,} \quad E = 23500000 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang kolom pilar,} \quad h = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom pilar,} \quad B = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi pilar,} \quad L &= Lc + h_2 + h_3 + h_4 \\
 &= 3,4 + 0,4 + 0,75 + 0,75 \\
 &= 5,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen Inersia arah x,} \quad I_y &= \frac{1}{12} \times B^3 \times h \\
 &= \frac{1}{12} \times 7^3 \times 1,2 \\
 &= 22,927 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur,} \quad K_y &= \frac{3EI}{L} \\
 &= \frac{3 \times 23500000 \times 22,927}{5,3} \\
 &= 4,4 \times 10^7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami, } T_y &= 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_y}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{10268,83}{9,81 \times 4,4 \times 10^7}} \\
 &= 0,031 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena  $T_x < T_0$  maka,

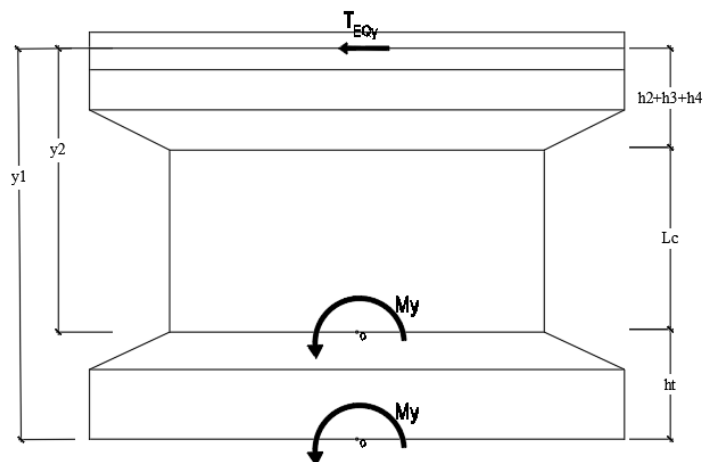
Koefisien respons gempa elastis,

$$\begin{aligned}
 C_{smx} &= S_{DS} - A_s \times \frac{T_y}{T_0} + A_s \\
 &= 0,482 - 0,226 \times \frac{0,031}{0,11} + 0,226 \\
 &= 0,291
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat seismik, } W &= P_{MS\_str.atas} + P_{MA} + 0,3P_{TD} \\
 &= 8205,11 + 732,65 + 0,3 \times 2546,6 \\
 &= 9701,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor modifikasi respons untuk pondasi, } R_p = 1$$

$$\text{Faktor modifikasi respons untuk kolom, } R_c = 2$$



**Gambar 5. 115** Beban Gempa Arah X Pada Pilar

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya gempa arah x pondasi, } T_{EQy} &= \frac{C_{smy}}{R_p} \times W \\
 &= \frac{0,291}{1} \times 9701,74 \\
 &= 2824,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya gempa arah x kolom, } T_{EQy}' &= \frac{C_{smy}}{R_c} \times W \\
 &= \frac{0,291}{2} \times 9701,74 \\
 &= 1412,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile cap*,

$$\begin{aligned}
 y1 &= h2 + h3 + h4 + Lc + ht \\
 &= 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 + 1,5 \\
 &= 6,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom,

$$\begin{aligned}
 y2 &= h2 + h3 + h4 + Lc \\
 &= 0,4 + 0,75 + 0,75 + 3,4 \\
 &= 5,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi, } M_{EQy} &= T_{EQy} \times y1 \\
 &= 2824,85 \times 6,8 \\
 &= 19208,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom, } M_{EQy} &= T_{EQy}' \times y2 \\
 &= 1412,4 \times 5,3 \\
 &= 7485,9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

i. Beban gesekan perletakan ( $BF$ )

Beban gesekan perletakan ( $BF$ ) ditempatkan di kedua sisi pertelakan sehingga menghasilkan resultan gaya = 0.

## j. Rekapitulasi pembebanan

Adapun hasil perhitungan pembebanan pada pilar dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 104 Rekapitulasi Beban Pada *Pile Cap* Pilar**

No.	Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	13476,38	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	732,65	-	-	-	-
B.	Beban lalu lintas						
3	Beban Lajur "D"	<i>TD</i>	2546,60	-	-	-	-
4	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	356,00	-	-	-	-
5	Gaya rem	<i>TB</i>	-	1694,19	-	153,32	-
C.	Beban aksi lingkungan						
6	Beban angin struktur atas	<i>EWS1</i>	-	-	1343,19	-	156,64
7	Beban angin struktur bawah x	<i>EWS2</i>	-	374,19	-	87,02	-
8	Beban angin struktur bawah y	<i>EWS3</i>	-	-	68,77	-	15,99
9	Beban angin kendaraan	<i>EWL</i>	126,23	-	-	-	-
10	Beban gempa vertikal	<i>EQv</i>	9652,78	-	-	-	-
11	Beban gempa arah x	<i>EQx</i>	-	23789,19	-	3498,41	-
12	Beban gempa arah y	<i>EQy</i>	-	-	19208,99	-	2824,85

**Tabel 5. 105 Rekapitulasi Beban Pada Kolom Pilar**

No.	Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	9878,90	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	732,65	-	-	-	-
B.	Beban lalu lintas						
3	Beban Lajur "D"	<i>TD</i>	2546,60	-	-	-	-
4	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	356,00	-	-	-	-
5	Gaya rem	<i>TB</i>	-	1464,21	-	153,32	-
C.	Beban aksi lingkungan						
6	Beban angin struktur atas	<i>EWS1</i>	-	-	1108,23	-	156,64
7	Beban angin struktur bawah x	<i>EWS2</i>	-	243,66	-	87,02	-
8	Beban angin struktur bawah y	<i>EWS3</i>	-	-	44,78	-	15,99
9	Beban angin kendaraan	<i>EWL</i>	126,23	-	-	-	-
10	Beban gempa vertikal	<i>EQ<sub>v</sub></i>	9652,78	-	-	-	-
11	Beban gempa arah x	<i>EQ<sub>x</sub></i>	-	9270,79	-	1749,20	-
12	Beban gempa arah y	<i>EQ<sub>y</sub></i>	-	-	7485,86	-	1412,43

## k. Kombinasi beban

1) Kombinasi beban *pile cap* pilar

Kombinasi beban pada dasar *pile cap* pilar menggunakan kombinasi ekstrem yang memperhitungkan gaya gempa dan kombinasi daya layan. Hal ini bertujuan dasar *pile cap* (pondasi) dirancang dalam kondisi elastik atau tidak boleh terjadi kegagalan struktur sama sekali. Adapun kombinasi beban tersebut ditunjukkan sebagai berikut.



**Tabel 5. 106 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I Pada Pile Cap****Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	13476,4	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1	2546,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1	356,0	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1	-	1694,2	-	153,3	-
Beban angin struktur atas	EWS1	0,3	-	-	403,0	-	47,0
Beban angin struktur bawah x	EWS2	0,3	-	112,3	-	26,1	-
Beban angin struktur bawah y	EWS3	0,3	-	-	20,6	-	4,8
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			17237,9	1806,4	423,6	179,4	51,8

**Tabel 5. 107 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II Pada Pile Cap****Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	13476,4	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1,3	3310,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,3	462,8	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,3	-	2202,4	-	199,3	-
Jumlah			17982,4	2202,4	-	199,3	-

**Tabel 5. 108 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III Pada Pile****Cap Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	13476,4	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	0,8	2037,3	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	0,8	284,8	-	-	-	-
Gaya rem	TB	0,8	-	1355,3	-	122,7	-
Jumlah			16531,1	1355,3	-	122,7	-

**Tabel 5. 109 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV Pada Pile Cap Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	13476,4	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	0,8	2546,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	0,8	356,0	-	-	-	-
Gaya rem	TB	0,8	-	1355,3	-	122,7	-
Beban angin struktur atas	EWS1	0,7	-	-	940,2	-	109,6
Beban angin struktur bawah x	EWS2	0,7	-	261,9	-	60,9	-
Beban angin struktur bawah y	EWS3	0,7	-	-	48,1	-	11,2
Jumlah			17111,6	1617,3	988,4	183,6	120,8

**Tabel 5. 110 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Pile Cap Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1	13476,4	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	1	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1	2546,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1	356,0	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1	-	1694,2	-	153,3	-
Beban gempa vertikal	EQv	1	9652,8	-	-	-	-
Beban gempa arah x	EQx	1	-	23789,2	-	3498,4	-
Beban gempa arah y	EQy	1	-	-	19209,0	-	2824,9
Jumlah			26764,4	25483,4	19209,0	3651,7	2824,9

**Tabel 5. 111 Rekapitulasi Kombinasi Pada Pile Cap Pilar**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Daya Layan I	17237,9	1806,4	423,6	179,4	51,8
2	Daya Layan II	17982,4	2202,4	-	199,3	-
3	Daya Layan III	16531,1	1355,3	-	122,7	-
4	Daya Layan IV	17111,6	1617,3	988,4	183,6	120,8
5	Ekstrem I	26764,4	25483,4	19209,0	3651,7	2824,9

## 2) Kombinasi beban kolom pilar

Kombinasi beban pada kolom pilar menggunakan kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang memperhitungkan gaya gempa. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

**Tabel 5. 112 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,6	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1,8	4583,9	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,8	640,8	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,8	-	2635,6	-	276,0	-
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			19532,6	2635,6	-	276,0	-

**Tabel 5. 113 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,6	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1,4	3310,6	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,4	462,8	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,4	-	1903,5	-	199,3	-
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			17348,6	1903,5	-	199,3	-

**Tabel 5. 114 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,6	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Beban angin struktur atas	EWS1	1,4	-	-	1551,5	-	219,3
Beban angin struktur bawah x	EWS2	1,4	-	341,1	-	121,8	-
Beban angin struktur bawah y	EWS3	1,4	-	-	62,7	-	22,4
Jumlah			13575,2	341,1	1614,2	121,8	241,7

**Tabel 5. 115 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,6	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,6	-	-	-	-
Jumlah			13575,2	-	-	-	-

**Tabel 5. 116 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,58	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,648	-	-	-	-
Beban angin struktur atas	EWS1	0,4	-	-	443,3	-	62,7
Beban angin struktur bawah x	EWS2	0,4	-	97,5	-	34,8	-
Beban angin struktur bawah y	EWS3	0,4	-	-	17,9	-	6,4
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	156,6
Jumlah			13701,5	97,5	461,2	34,8	225,7

**Tabel 5. 117 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Kolom Pilar**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	12842,6	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	732,648	-	-	-	-
Beban gempa vertikal	EQv	1	9652,8	-	-	-	-
Beban gempa arah x	EQx	1	-	9270,8	-	1749,2	-
Beban gempa arah y	EQy	1	-	-	7485,9	-	1412,4
Jumlah			23228,0	9270,8	7485,9	1749,2	1412,4

**Tabel 5. 118 Rekapitulasi Kombinasi Pada Kolom Pilar**

NO	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat I	19532,6	2635,6	-	276,0	-
2	Kuat II	17348,6	1903,5	-	199,3	-
3	Kuat III	13575,2	341,1	1614,2	121,8	241,7
4	Kuat IV	13575,2	-	-	-	-
5	Kuat V	13701,5	97,5	461,2	34,8	225,7
6	Ekstrem I	23228,0	9270,8	7485,9	1749,2	1412,4

## 2. Analisis Pembebanan pada *Pier Head*

Perhitungan pembebanan dilakukan guna mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada *pier head*.

### a. Berat sendiri (*MS*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Beban sendiri struktur atas, } P_{MS\_Atas} = 8205,11 \text{ kN}$$

$$\text{Beban sendiri } \textit{pier head}, Wh = 988,35 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat sendiri, } P_{MS} &= P_{MS\_Atas} + Wh \\ &= 8205,11 + 988,35 \\ &= 9193,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

### b. Beban mati tambahan (*MA*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Beban mati tambahan, } P_{MA} = 732,65 \text{ kN}$$

### c. Beban lajur “D” (*TD*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Beban lajur, } P_{TD} = 2546,6 \text{ kN}$$

### d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

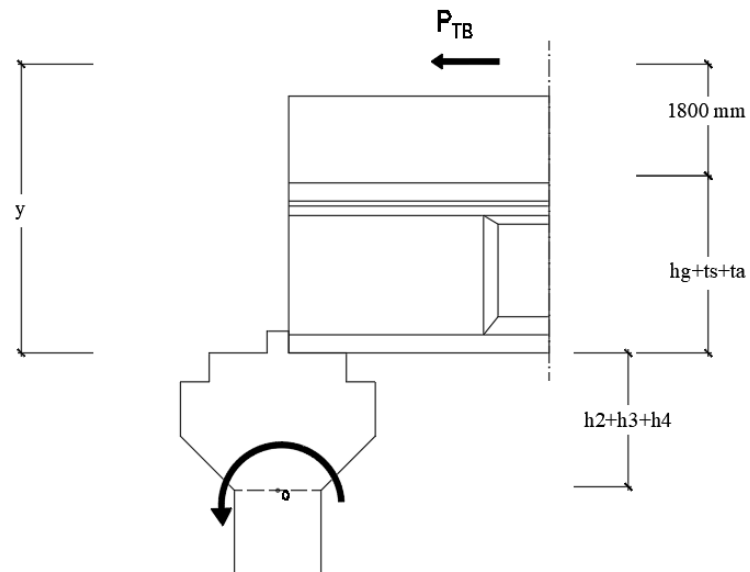
$$\text{Beban pejalan kaki, } P_{TP} = 356 \text{ kN}$$

### e. Beban gaya rem (*TB*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Beban pejalan kaki, } T_{TB} = 153,32 \text{ kN}$$

Menurut SNI 1725 (2016), gaya rem harus diletakkan di semua lajur rencana yang dimuati dan berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



**Gambar 5. 116 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada Pier Head**

Lengan terhadap *pier head*,

$$\begin{aligned}
 y &= 1,8 + ta + ts + tg + h2 + h3 + h4 \\
 &= 1,8 + 0,1 + 0,25 + 2,1 + 0,4 + 0,75 + 0,75 \\
 &= 6,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap *pier head*,

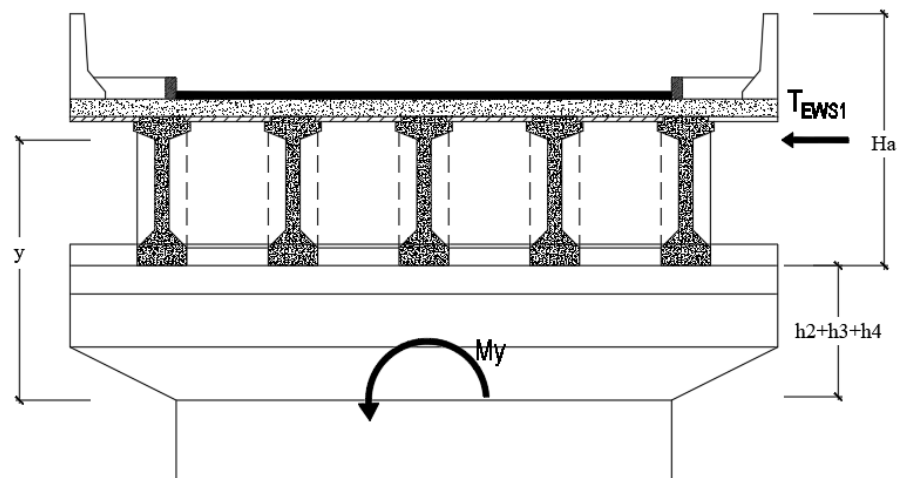
$$\begin{aligned}
 M_{TB1} &= T_{TB} \times y \\
 &= 153,32 \times 6,15 \\
 &= 942,92 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

f. Beban angin (*EW*)

1) Beban angin struktur atas (*EW<sub>SI</sub>*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

Gaya angin horizontal,  $T_{EWS1} = 156,64 \text{ kN}$



**Gambar 5. 117** Beban Angin Struktur Pada *Pier Head*

Lengan terhadap *pier head*,

$$\begin{aligned}
 y &= 0,5 \times Ha + h_2 + h_3 + h_4 \\
 &= 0,5 \times 3,55 + 0,4 + 0,75 + 0,75 \\
 &= 3,68 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen terhadap *pier head*,

$$\begin{aligned}
 M_{EWS1} &= T_{EWS1} \times y \\
 &= 156,64 \times 3,68 \\
 &= 575,66 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Beban angin kendaraan ( $E_{WL}$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Gaya angin kendaraan, } P_{E_{WL}} = 126,23 \text{ kN}$$

g. Gempa vertikal ( $E_{Qv}$ )

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data berikut.

$$\text{Gempa vertikal, } E_{Qv} = 9652,78 \text{ kN}$$

h. Rekapitulasi pembebanan

Adapun hasil perhitungan pembebanan pada *pier head* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 119 Rekapitulasi Beban Pada Pier Head**

No.	Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	MS	9193,46	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	MA	732,65	-	-	-	-
B.	Beban lalu lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2546,60	-	-	-	-
4	Beban pejalan kaki	TP	356,00	-	-	-	-
5	Gaya rem	TB	-	942,92	-	153,32	-
C.	Beban aksi lingkungan						
6	Beban angin struktur atas	EWS1	-	-	575,65	-	156,64
7	Beban angin kendaraan	EWL	126,23	-	-	-	-
8	Beban gempa vertikal	EQv	9652,78	-	-	-	-

## i. Kombinasi beban

Kombinasi beban pada *pier head* menggunakan kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem. Perhitungan untuk setiap kombinasi beban ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 120 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1,8	4583,9	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,8	640,8	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,8	-	1697,3	-	276,0	-
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			18641,5	1697,3	-	276,0	-

**Tabel 5. 121 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban Lajur "D"	TD	1,4	3565,2	-	-	-	-
Beban pejalan kaki	TP	1,4	498,4	-	-	-	-
Gaya rem	TB	1,4	-	1320,1	-	214,6	-
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			17480,4	1320,1	-	214,6	-



**Tabel 5. 122 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban angin struktur atas	EWS1	1,4	-	-	805,9	-	219,3
Jumlah			13416,8	-	805,9	-	219,3

**Tabel 5. 123 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Jumlah			13416,8	-	-	-	-

**Tabel 5. 124 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban angin struktur atas	EWS1	0,4	-	-	230,3	-	62,7
Beban angin kendaraan	EWL	1	126,2	-	-	-	-
Jumlah			13543,0	-	230,3	-	62,7

**Tabel 5. 125 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Pier Head**

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
Berat sendiri	MS	1,3	11951,5	-	-	-	-
Beban mati tambahan	MA	2	1465,3	-	-	-	-
Beban gempa vertikal	EQv	1	9652,8	-	-	-	-
Jumlah			23069,6	-	-	-	-

**Tabel 5. 126 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pier Head**

NO	Kombinasi	P	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat I	18641,5	1697,3	-	276,0	-
2	Kuat II	17480,4	1320,1	-	214,6	-
3	Kuat III	13416,8	-	805,9	-	219,3
4	Kuat IV	13416,8	-	-	-	-
5	Kuat V	13543,0	-	230,3	-	62,7
6	Ekstrem I	23069,6	-	-	-	-

### 5.5.3 Desain Tulangan Pilar Jembatan

Setelah dilaksanakan perhitungan pembebanan pada pilar, selanjutnya setiap elemen pada pilar direncanakan tulangnya mengacu analisis beban di atas.

#### 1. Penulangan kolom pilar

Desain penulangan pada kolom pilar berdasarkan pada SNI 2847 (2019) dan RSNI T12 (2004). Perhitungan dilakukan pada sumbu lemah yaitu sumbu X dengan langkah- langkah sebagai berikut.

##### a. Rekap momen dan gaya tekan

Momen serta gaya aksial dipilih berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling maksimum, yaitu pada keadaan batas ekstrem I sebagai berikut.

**Tabel 5. 127 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom Pilar**

NO	Kombinasi	Lebar = 7 m			Lebar = 1 m		
		P	M <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>	P	M <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	19532,55	2635,57	275,98	2790,36	376,51	39,43
2	Kuat 2	17348,60	1903,47	199,32	2478,37	271,92	28,47
3	Kuat 3	13575,22	341,12	121,83	1939,32	48,73	17,40
4	Kuat 4	13575,22	-	-	1939,32	-	-
5	Kuat 5	13701,45	97,46	34,81	1957,35	13,92	4,97
6	Ekstrem 1	23228,01	9270,79	1749,20	3318,29	1324,40	249,89

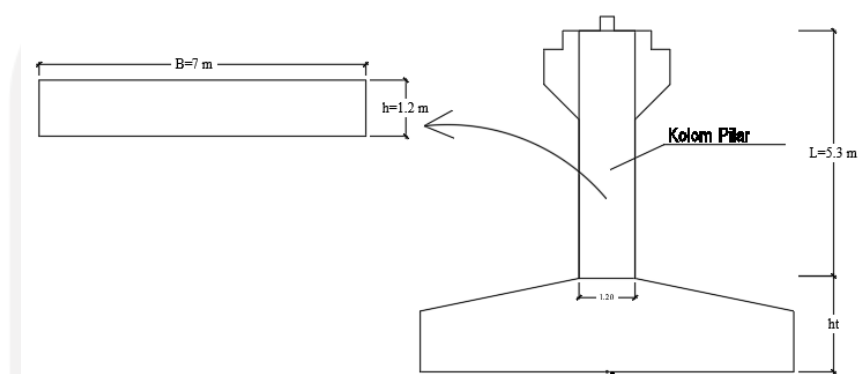
$$P_u = 3318,29 \text{ kN}$$

$$V_u = 249,89 \text{ kN}$$

$$M_u = 1324,4 \text{ kNm}$$

b. Perhitungan sifat penampang

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 118 Dimensi *Breast Wall***

Modulus elastisitas beton,  $E_c = 23500000 \text{ kN/m}^2$

Luas penampang,  $A_c = h \times B$

$$= 1,2 \times 7$$

$$= 8,4 \text{ m}^2$$

Momen Inersia,  $I_c = \frac{1}{12} \times B \times h^3$

$$= \frac{1}{12} \times 7 \times 1,2^3$$

$$= 1,008 \text{ m}^4$$



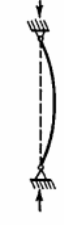









Jari- jari girasi,  $r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$$= \sqrt{\frac{1,008}{8,4}}$$

$$= 0,35 \text{ m}$$

## c. Cek nilai kelangsingan kolom

Faktor panjang efektif ( $K$ ) ditentukan berdasarkan gambar di bawah ini.

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

**Gambar 5. 119 Faktor Panjang Efektif**

(Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 2021)

$$\text{Faktor panjang efektif, } K = 2,2$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kelangsingan,} &= \frac{KL}{r_c} \\ &= \frac{2,2 \times 5,3}{0,35} \\ &= 33,65 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai kelangsingan  $> 22$  maka diperhitungkan faktor pembesaran momen sebagai berikut.

1) Beban mati *breast wall*

$$\begin{aligned} DL &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= 9878,9 + 732,65 \\ &= 10611,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban lalu lintas *breast wall*

$$\begin{aligned} LL &= P_{TD} + P_{TP} \\ &= 2546,6 + 356 \\ &= 2902,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 3) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{DL}{DL+LL} \\ &= \frac{10611,55}{10611,55+2902,6} \\ &= 0,785\end{aligned}$$

4) Kekakuan lentur *breast wall*

$$\begin{aligned}EI &= \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \times 23500000 \times 1,008}{1 + 0,785} \\ &= 5307587,81\end{aligned}$$

5) Beban tekuk

$$\begin{aligned}P_c &= \frac{\pi^2 \times EI}{(K+L)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 5307587,81}{(2,2+5,3)^2} \\ &= 847661,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

6) Faktor pembesaran momen

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 - \frac{3318,29}{0,75 \times 847661,6}\right)} \\ &= 1,005\end{aligned}$$

7) Momen ultimit desain

$$\begin{aligned}Mu &= \delta \times Mu \\ &= 1,005 \times 1324,4 \\ &= 1331,35 \text{ kNm}\end{aligned}$$

d. Desain tulangan pokok

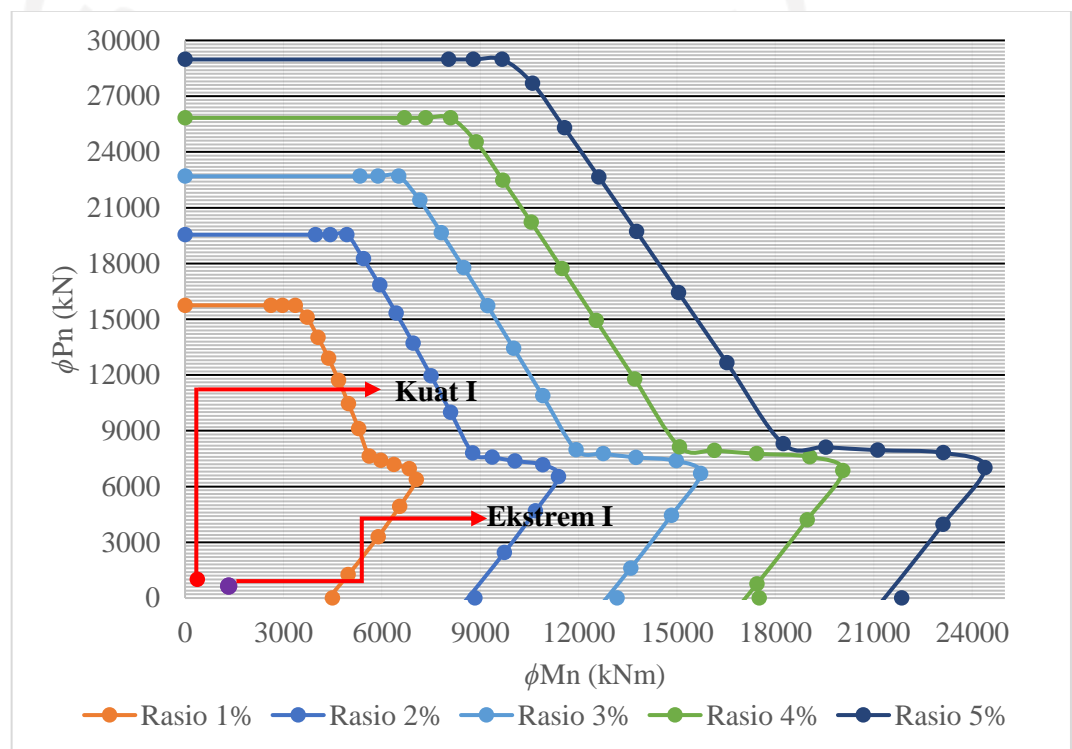
Perhitungan tulangan pokok dilaksanakan dengan metode diagram  $\phi Mn$ - $\phi Pn$  dan digunakan faktor reduksi masing-masing sebesar  $\phi = 0,9$  untuk  $Mu$

dan  $\phi = 0,65$  untuk  $P_u$ . Menurut RSNI T-12 (2004) untuk dinding yang memiliki ketebalan lebih besar dari 200 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

Gaya tekan ultimit,	$P_u$	= 3318,29 kN
Momen ultimit desain,	$M_u$	= 1331,35 kNm
Mutu beton,	$f'_c$	= 25 MPa
Tegangan leleh baja,	$f_y$	= 420 MPa
Lebar,	$b$	= 1000 mm (Tinjauan 1 m)
Tinggi,	$h$	= 1200 mm
Luas penampang,	$A_g$	= $b \times h$ = 1200000 mm <sup>2</sup>
Selimit beton,	$sb$	= 40 mm
Diameter tulangan pokok,	$dp$	= 25 mm
Diameter tulangan geser,	$dg$	= 16 mm
Spasi tulangan,	$sp$	= 25 mm
Jarak tulangan ke luar beton,	$d'$	= $sb + dg + sp + 1,5dp$ = $40 + 16 + 25 + 1,5 \times 25$ = 118,5 mm
Tinggi efektif,	$d$	= $h - d'$ = $1200 - 118,5$ = 1081,5 mm
Luas tulangan pokok,	$A_d$	= $2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2$ = $2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$ = 981,75 mm <sup>2</sup>
Luas tulangan yang diperlukan,	$A_{st}$	= $\rho \times b \times h$ = $1\% \times 1000 \times 1200$ = 12000 mm <sup>2</sup>

Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta^1 = 0,85$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok pada satu sisi berturut-turut mulai dari 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Kemudian nilai  $M_u-P_u$  diambil dari kombinasi Ekstrim I dan Kuat I. Berikut ini merupakan rekapitulasi desain tulangan hasil perhitungan  $\phi Mn-\phi Pn$  dari setiap kondisi. Diagram hubungan  $\phi Mn-\phi Pn$  ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 120 Diagram Interaksi  $\phi Mn-\phi Pn$**

Dari diagram di atas kombinasi Kuat I (titik merah) dan Ekstrim I (titik ungu) menunjukkan beban berada di dalam kurva rasio tulangan 1%. Dapat dikatakan bahwa beban yang bekerja masih mampu ditahan oleh kolom pilar pada kondisi kegagalan tarik yang dominan. Dimana nilai momen nominal didapatkan sebesar 4800 kNm dan kuat desak nominal sebesar 15748,2 kN. Sehingga tulangan pokok untuk satu sisi dapat di hitung sebagai berikut.

Luas tulangan yang diperlukan,  $A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times h$

$$\begin{aligned}
 &= 1\% \times 1000 \times 1200 \\
 &= 12000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan tarik dan tekan, } & A_{s_{tarik}} = A_{s_{tekan}} = \frac{1}{2} A_{s_{perlu}} \\
 &= \frac{1}{2} \times 12000 \\
 &= 6000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } & S = \frac{Ad \times b}{A_s} \\
 &= \frac{981,75 \times 1000}{6000} \\
 &= 163,6 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah tulangan yang diperlukan, } & n = \frac{b}{S} \\
 &= \frac{1000}{150} \\
 &= 6,67 = 7 \text{ buah} \\
 \text{Luas tulangan terpasang, } & A_{s_{terpasang}} = Ad \times n \\
 &= 981,75 \times 7 \\
 &= 6872,23 \text{ mm}^2 \\
 \text{Cek tulangan,} \\
 A_{s_{terpasang}} &= 6872,23 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{min1}} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 1000 \times 1081,5 \\
 &= 3862,5 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{min2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 1081,5 \\
 &= 4326 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 A_{s_{\max}} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \\
 &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times 1000 \times 1081,5 \\
 &= 23919,91 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{terpasang}}} < A_{s_{\max}}$$

$$4326 < 6872,23 < 23919,91 \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-150**

e. Cek stabilitas  $P-\Delta$

Berdasarkan SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar dalam arah memanjang atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit,	$P_u$	= 3318,29 kN
Momen ultimit desain,	$M_u$	= 1331,35 kNm
Momen nominal,	$\phi M_n$	= 4800 kNm (Dari grafik $M_n - P_n$ )
Faktor reduksi lentur,	$\phi$	= 0,9
Modulus elastisitas beton,	$E_c$	= 23500000 kN/m <sup>3</sup>
Momen Inersia,	$I_c$	= 1,008 m <sup>4</sup>
Faktor modifikasi respon,	$R$	= 2
Periode mode getar arah x,	$T_x$	= 0,06 detik
Periode panjang,	$T_s$	= 0,5997 detik
	$1,25 \times T_s$	= 0,75 detik

Dikarenakan  $T_x < 1,25 T_s$ , maka,

$$\begin{aligned}
 R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1,25 T_s}{T_x} + \frac{1}{R} \\
 &= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \frac{0,75}{0,06} + \frac{1}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 6,44$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis,

$$\begin{aligned}\Delta_e &= \frac{Mu \times L^2}{EI} \\ &= \frac{1331,35 \times 5,3^2}{23500000 \times 1,008} \\ &= 0,007 \text{ m}\end{aligned}$$

Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar fondasi,

$$\begin{aligned}\Delta &= R_d \times \Delta_e \\ &= 6,44 \times 0,007 \\ &= 0,045 \text{ m}\end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}\Delta Pu &< 0,25\phi Mn \\ 0,045 \times 3318,29 &< 0,25 \times 4800 \\ 149,9 \text{ kNm} &< 1200 \text{ kNm} \quad \textbf{STABIL}\end{aligned}$$

Maka *breast wall* dikatakan stabil.

f. Desain tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal hasil pembebanan kolom pilar pada kombinasi ekstrem I sebagai berikut.

$$\text{Gaya geser rencana, } Vu = 249,89 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan ultimit, } Pu = 3318,29 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser, } dg = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas satu tulangan geser, } Ad_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times dg^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 210,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Lebar, } b = 1000 \text{ mm (Tinjauan 1 m)}$$

$$\text{Tinggi, } h = 1200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang } breast \text{ wall, } A &= b \times h \\ &= 1200000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tinggi efektif,  $d = 1081,5 \text{ mm}$

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \left( 1 + \frac{P_u}{14 \times A} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \left( 1 + \frac{3318,29 \times 10^3}{14 \times 1200000} \right) \times \frac{\sqrt{25}}{6} \times 1000 \times 1081,5 \\ &= 944634,19 \\ &= 944,63 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dikarenakan  $\phi V_c > V_u$  geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

Digunakan tulangan geser **D 16 - 300**,

g. Desain tulangan pengekang

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit,  $P_u = 3318,29 \text{ kN}$

Gaya tekan nominal,  $\phi P_n = 15748,2 \text{ kN}$

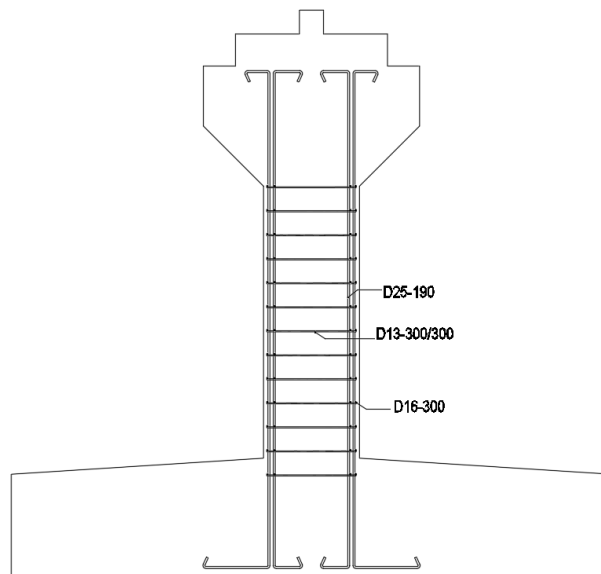
Sehingga,

$$P_u \leq 0,5\phi P_n$$

$$P_u \leq 0,5 \times 15748,2$$

$$3318,29 \text{ kN} \leq 7874,1 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) tidak perlu digunakan. Sehingga digunakan tulangan pengekang **D13-300/300**. Serta penggambaran tulangan pada kolom pilar dapat dilihat sebagai berikut.



**Gambar 5. 121 Penulangan Pada Kolom Pilar**

## 2. Penulangan *Pier Head*

Desain tulangan *pier head* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

NO	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1 m		
		P	M <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>	P	M <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>
		kN	kNm	kN	kN	kNm	kN
1	Kuat 1	18641,48	1697,25	275,98	1864,15	169,73	27,60
2	Kuat 2	17480,44	1320,09	214,65	1748,04	132,01	21,46
3	Kuat 3	13416,80	-	-	1341,68	-	-
4	Kuat 4	13416,80	-	-	1341,68	-	-
5	Kuat 5	13543,03	-	-	1354,30	-	-
6	Ekstrim 1	23069,58	-	-	2306,96	-	-

### a. Tulangan pokok

Gaya geser ultimit,  $V_u = 27,6 \text{ kN}$

Momen ultimit per 1 meter,  $M_u = 169,73 \text{ kNm}$

Diameter tulangan pokok,  $d_p = 25 \text{ kN}$

Diameter tulangan bagi,  $d_b = 25 \text{ kN}$

Kuat tekan beton,  $f_c = 25 \text{ kN}$

Kuat tarik baja,  $f_y = 420 \text{ kN}$

Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1$	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur,	$\phi$	= 0,9
Modulus elastis baja,	$E$	= 200000 MPa
Tebal <i>pier head</i>	$h$	= 1900 mm
Lebar tinjauan,	$b$	= 1000 m
Selimit beton,	$sb$	= 40 mm

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{169,73}{0,9} \\ &= 188,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned} d &= h - sb - db - 0,5dp \\ &= 1900 - 40 - 25 - 0,5 \times 25 \\ &= 1822,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{188,58 \times 10^6}{1000 \times 1822,5^2} \\ &= 0,057 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,76 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033 \\
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,025 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\
 &= 0,75 \times 0,025 \\
 &= 0,019 \\
 \rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 0,057}{420}} \right) \\
 &= 0,0002
 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,003$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho_{pakai} \times b \times d \\
 &= 0,003 \times 1000 \times 1822,5 \\
 &= 6075 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{A_{s_{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{6075} \\
 &= 80,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S = 80 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_{s_{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{80} \\
 &= 6139,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{terpasang}} > A_{s_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-80**

b. Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 A_{s'_{perlu}} &= 50\% \times A_{s_{terpasang}} \\
 &= 50\% \times 6139,9 \\
 &= 3067,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S' &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_{s'_{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{3067,96} \\
 &= 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S' = 150 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 A_{s'_{terpasang}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{150} \\
 &= 3272,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s'_{terpasang}} > A_{s'_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D25-150**

c. Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1822,5 \\ &= 1518750 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 1518750 \\ &= 1139063 \text{ N} \\ &= 1139,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c < V_u$$

$$1139,06 \text{ kN} > 27,6 \text{ kN}$$

Dikarenakan  $\phi V_c > V_u$  maka tulangan geser minimum.

Sesuai dengan SNI 2847:2019 untuk h lebih besar dari 900 mm, tulangan longitudinal samping harus didistribusikan merata pada kedua muka samping sejarak h/2 dari muka tarik. Maka jarak tulangan longitudinal di hitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{h}{2} \\ &= \frac{1900}{2} \\ &= 950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan pengekang **D13- 300**.

#### 5.5.4 Desain Pondasi Pilar Jembatan

Pondasi bertugas untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan menuju tanah dasar. Jenis pondasi yang dipilih untuk perencanaan pondasi pilar yaitu pondasi tiang pancang.



### 1. Data Teknis

Pada perancangan ini digunakan diameter 0,8 m kelas A1 produksi dari WIKA Beton. Adapun berat tiap pile, daya dukung tiang berdasarkan diameter dan kelasnya dapat dilihat pada gambar katalog WIKA Beton pada tabel 5.83. Data tanah yang digunakan adalah hasil uji N-SPT pada titik BM1 dikarenakan tidak terdapat data tanah pada titik pilar. Adapun rekapitulasi data tanah dapat dilihat pada tabel berikut ini.

**Tabel 5. 128 Rekapitulasi Data Tanah**

Kedalaman (m)	Nilai N-SPT
0	0
2,5	52
5	58
7,5	60
10	42
12,5	47
15	55
17,5	60
20	60
22,5	60
25	58
27,5	60
30	60

Berdasarkan hitungan pembebanan pada dasar abutmen didapatkan data sebagai berikut,

$$\text{Gaya tekan ultimit beban tetap, } P = 17111,63 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit beban tetap } V_x = 153,2 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit beban tetap, } M_x = 1694,19 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya tekan ultimit beban gempa, } P' = 9652,78 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit beban gempa, } V_x' = 3498,41 \text{ kN}$$

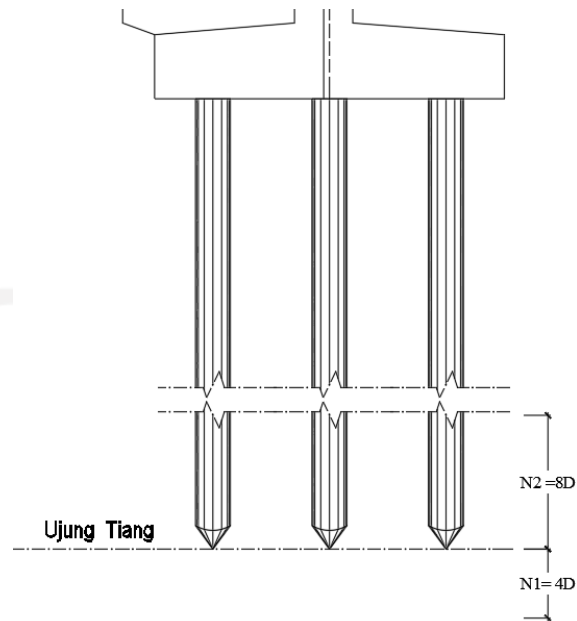
$$V_y' = 2824,85 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit beban gempa, } M_x' = 23789,19 \text{ kNm}$$

	$M_{y'}$	=	19208,99 kNm
Diameter tiang	$D$	=	0,8 m
Kelas	$c$	=	A1
Daya dukung izin tiang,	$Q_{p'}$	=	415 ton
Momen ultimit tiang,	$M_{wika}$	=	40 ton.m
Kedalaman tiang,	$L_b$	=	17,5 m = 57,415 ft
Keliling selimut tiang,	$p$	=	$\pi \times D$
		=	$\pi \times 0,8$
		=	2,513 m
		=	8,25 ft
Luas tiang,	$A_p$	=	$\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
		=	$\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$
		=	0,5 m <sup>2</sup>
Berat per meter tiang,		=	641 kg/m
		=	6,29 kN/m
Berat tiang,	$W_p$	=	Berat per meter $\times L_b$
		=	6,29 $\times$ 17,5
		=	110 kN

## 2. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Perhitungan tahanan ujung tiang menggunakan Metode N-SPT yang dapat diuraikan sebagai berikut.



**Gambar 5. 122 Penentuan Nilai N Rerata Metode N-SPT**

$$\begin{aligned}
 8D &= 8 \times 1 \\
 &= 8 \text{ m (di kedalaman 9,5 m)} \\
 4D &= 4 \times 1 \\
 &= 4 \text{ m (di kedalaman 21,5 m)}
 \end{aligned}$$

Nilai N di bawah ujung tiang,  $N_1 = 60$

Nilai N di atas ujung tiang,  $N_2 = 42$

Nilai N rerata,

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{N_1 + N_2}{2} \\
 &= \frac{60 + 42}{2} \\
 &= 51
 \end{aligned}$$

Daya dukung ujung tiang,  $Q_p = 400 \times A_p \times N_b$

$$\begin{aligned}
 &= 400 \times 0,5 \times 51 \\
 &= 10248,96 \text{ kN} \\
 &= 1127,5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### 3. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Luas selimut dinding tiang,  $A_s = p \times L_b$

$$\begin{aligned}
 &= 8,25 \times 57,415 \\
 &= 473,42 \text{ ft}^2 \\
 \text{Daya dukung friksi tiang, } Q_s &= \frac{As \times Nb}{50} \\
 &= \frac{473,42 \times 51}{50} \\
 &= 482,89 \text{ ton} \\
 &= 4737,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4. Kapasitas Tahanan Ultimate Tiang

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung ultimate tiang, } Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 10248,9 + 4737,15 - 110 \\
 &= 14876,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 5. Kapasitas Tahanan Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 \text{Safety faktor } SF &= 3 \\
 \text{Daya dukung izin tiang, } Q_{all}' &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{14876,07}{3} \\
 &= 4958,67 \text{ kN} \\
 \text{Daya dukung izin tiang Wika, } P_a &= Q_p \times 9,81 \\
 &= 415 \times 9,81 \\
 &= 4017,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan daya dukung yang lebih kecil sehingga,

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung izin tiang pakai, } Q_{all} &= P_a \\
 &= 4017,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 6. Penentuan Jumlah Tiang

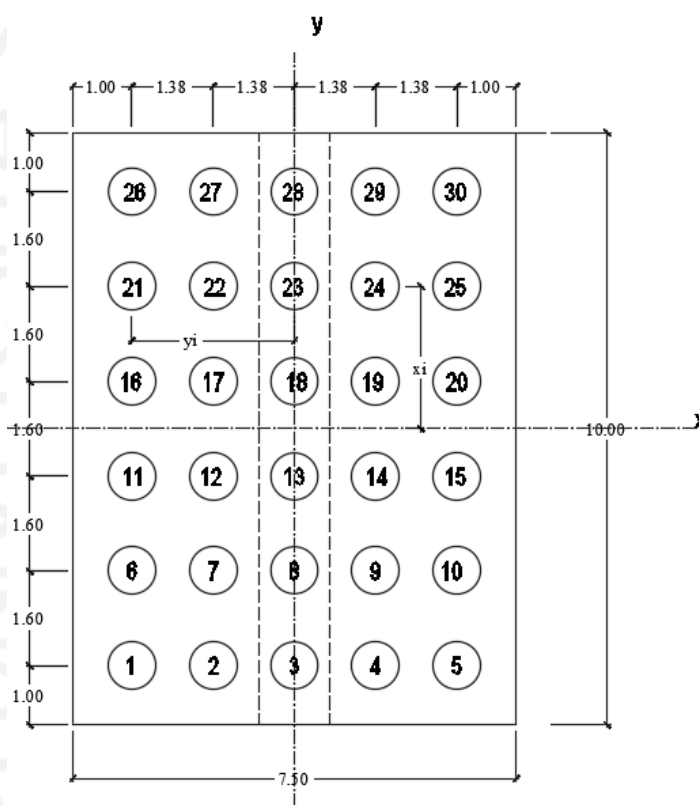
$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah beban pada pondasi, } P_u &= P + P' \\
 &= 17111,63 + 9652,78 \\
 &= 26764,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah pile diperlukan, } n = \frac{P_u}{Q_{all}}$$

$$= \frac{26764,42}{4017,15}$$

$$= 6,57$$

Pada beberapa trial yang telah dilakukan, jumlah tiang perlu di tambahkan apabila kontrol gaya lateral tidak memenuhi. Sehingga pada abutmen digunakan dengan tiang sebanyak 30 buah, dan konfigurasi tiang yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5. 123 Konfigurasi Pile**

Konfigurasi tiang yang umum digunakan dilapangan untuk menghemat dimensi dari pile cap sebaiknya digunakan jarak antar tiang minimum  $S \geq D+30$  cm jika ujung pondasi tiang mencapai tanah keras (Suryolelono,2004). Sehingga pada konfigurasi tiang pancang di atas telah memenuhi persyaratan tersebut, dimana jarak terdekat antar tiang pancang digunakan adalah 1,375 m.

#### 7. Kontrol Gaya Pada Tiang Pancang

Kontrol gaya pada tiang pancang dapat diuraikan sebagai berikut.

## a. Beban Tetap

$$\text{Gaya tekan ultimit beban tetap, } P = 17111,63 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit beban tetap, } M_x = 1694,2 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Daya dukung izin tiang pakai, } Q_{all} = 4071,15 \text{ kN}$$

Kontrol gaya dalam untuk tiang pancang nomer satu,

$$x_1 = 4 \text{ m}$$

$$y_1 = 2,25 \text{ m}$$

$$x_1^2 = 4^2 \\ = 16 \text{ m}^2$$

$$y_1^2 = 2,25^2 \\ = 7,56 \text{ m}^2$$

$$M_{x1} = \frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2} \\ = \frac{1694,2 \times 2,25}{229,78}$$

$$= 20,28 \text{ kN}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2} \\ = \frac{0 \times 4}{113,44}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

$$P_1 = \frac{P}{n} + M_{x1} + M_{y1} \\ = \frac{17111,63}{30} + 20,28 + 0$$

$$= 590,66 \text{ kN}$$

$$Q_{all} > P_1 \quad \text{Aman !}$$

Untuk kontrol gaya pada tiang pancang lainnya dapat dihitung dengan persamaan yang sama. Dimana hasil rekapitulasi kontrol gaya pada tiang pancang dengan beban tetap dapat dilihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 129 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat  
Beban Tetap**

Pile	xi (m)	yi (m)	xi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	yi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	$\frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2}$ (kN)	Pi (kN)	Kontrol
1	4,00	2,75	16,00	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
2	4,00	1,38	16,00	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
3	4,00	0,00	16,00	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
4	4,00	1,38	16,00	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
5	4,00	2,75	16,00	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
6	2,40	2,75	5,76	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
7	2,40	1,38	5,76	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
8	2,40	0,00	5,76	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
9	2,40	1,38	5,76	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
10	2,40	2,75	5,76	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
11	0,80	2,75	0,64	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
12	0,80	1,38	0,64	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
13	0,80	0,00	0,64	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
14	0,80	1,38	0,64	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
15	0,80	2,75	0,64	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
16	2,40	2,75	5,76	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
17	2,40	1,38	5,76	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
18	2,40	0,00	5,76	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
19	2,40	1,38	5,76	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
20	2,40	2,75	5,76	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
21	1,34	2,75	1,80	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
22	1,34	1,38	1,80	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
23	1,34	0,00	1,80	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
24	1,34	1,38	1,80	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
25	1,34	2,75	1,80	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
26	4,00	2,75	16,00	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
27	4,00	1,38	16,00	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
28	4,00	0,00	16,00	0,00	0,00	0,00	570,39	AMAN
29	4,00	1,38	16,00	1,89	10,14	0,00	580,53	AMAN
30	4,00	2,75	16,00	7,56	20,28	0,00	590,66	AMAN
Jumlah			229,78	113,4				

b. Beban Keseluruhan

Gaya tekan ultimit ,

$$P_u = 26764,4 \text{ kN}$$

Momen ultimit,

$$M_{ux} = 25483,4 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 19209 \text{ kNm}$$

Daya dukung izin tiang pakai,  $Q_{all} = 4071,15 \text{ kN}$

Kontrol gaya dalam untuk tiang pancang nomer satu,

$$x_1 = 4 \text{ m}$$

$$y_1 = 2,25 \text{ m}$$

$$x_1^2 = 4^2$$

$$= 16 \text{ m}^2$$

$$y_1^2 = 2,25^2$$

$$= 7,56 \text{ m}^2$$

$$M_{x1} = \frac{M_x \times y_i}{\sum x_i^2}$$

$$= \frac{25483,4 \times 2,75}{229,78}$$

$$= 304,99 \text{ kN}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y \times x_i}{\sum y_i^2}$$

$$= \frac{19209 \times 4}{113,44}$$

$$= 677,34 \text{ kN}$$

$$P_1 = \frac{P}{n} + M_{x1} + M_{y1}$$

$$= \frac{26764,4}{30} + 304,99 + 677,34$$

$$= 1874,48 \text{ kN}$$

$Q_{all} > P_1$  Aman !

Untuk kontrol gaya pada tiang pancang lainnya dapat dihitung dengan persamaan yang sama. Dimana hasil rekapitulasi kontrol gaya pada tiang pancang dengan beban keseluruhan dapat dilihat pada tabel berikut.



**Tabel 5. 130 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat  
Beban Keseluruhan**

Pile	xi (m)	yi (m)	xi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	yi <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	$\frac{Mx \times yi}{\sum xi^2}$	$\frac{My \times xi}{\sum yi^2}$ (kN)	Pi (kN)	Kontrol
1	4,00	2,75	16,00	7,56	304,99	677,34	1874,48	AMAN
2	4,00	1,38	16,00	1,89	152,49	677,34	1721,98	AMAN
3	4,00	0,00	16,00	0,00	0,00	677,34	1569,49	AMAN
4	4,00	1,38	16,00	1,89	152,49	677,34	1721,98	AMAN
5	4,00	2,75	16,00	7,56	304,99	677,34	1874,48	AMAN
6	2,40	2,75	5,76	7,56	304,99	406,41	1603,54	AMAN
7	2,40	1,38	5,76	1,89	152,49	406,41	1451,05	AMAN
8	2,40	0,00	5,76	0,00	0,00	406,41	1298,55	AMAN
9	2,40	1,38	5,76	1,89	152,49	406,41	1451,05	AMAN
10	2,40	2,75	5,76	7,56	304,99	406,41	1603,54	AMAN
11	0,80	2,75	0,64	7,56	304,99	135,47	1332,60	AMAN
12	0,80	1,38	0,64	1,89	152,49	135,47	1180,11	AMAN
13	0,80	0,00	0,64	0,00	0,00	135,47	1027,62	AMAN
14	0,80	1,38	0,64	1,89	152,49	135,47	1180,11	AMAN
15	0,80	2,75	0,64	7,56	304,99	135,47	1332,60	AMAN
16	2,40	2,75	5,76	7,56	304,99	406,41	1603,54	AMAN
17	2,40	1,38	5,76	1,89	152,49	406,41	1451,05	AMAN
18	2,40	0,00	5,76	0,00	0,00	406,41	1298,55	AMAN
19	2,40	1,38	5,76	1,89	152,49	406,41	1451,05	AMAN
20	2,40	2,75	5,76	7,56	304,99	406,41	1603,54	AMAN
21	1,34	2,75	1,80	7,56	304,99	226,91	1424,04	AMAN
22	1,34	1,38	1,80	1,89	152,49	226,91	1271,55	AMAN
23	1,34	0,00	1,80	0,00	0,00	226,91	1119,06	AMAN
24	1,34	1,38	1,80	1,89	152,49	226,91	1271,55	AMAN
25	1,34	2,75	1,80	7,56	304,99	226,91	1424,04	AMAN
26	4,00	2,75	16,00	7,56	304,99	677,34	1874,48	AMAN
27	4,00	1,38	16,00	1,89	152,49	677,34	1721,98	AMAN
28	4,00	0,00	16,00	0,00	0,00	677,34	1569,49	AMAN
29	4,00	1,38	16,00	1,89	152,49	677,34	1721,98	AMAN
30	4,00	2,75	16,00	7,56	304,99	677,34	1874,48	AMAN
Jumlah			229,78	113,4				

c. Kontrol Terhadap Kelompok Tiang Pancang

Kontrol kelompok tiang dapat diuraikan sebagai berikut.

Jarak antar tiang terdekat,  $S = 1,375$  m

Jumlah baris kelompok tiang,  $m = 5$

Jumlah kolom kelompok tiang,  $n = 6$

Jumlah tiang,  $N = 30$

Menghitung efisiensi kelompok tiang,

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\ &= \tan^{-1} \frac{0,8}{1,375} \\ &= 30,2^\circ \\ \eta &= 1 - \theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right] \\ &= 1 - 30,2 \left[ \frac{(6-1)5 + (5-1)6}{90 \times 5 \times 6} \right] \\ &= 0,45\end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang pakai,  $Q_{all} = 4071,3 \text{ kN}$

Daya dukung kelompok tiang,  $Q_{gu} = Q_{all} \times N \times \eta$   
 $= 4071,3 \times 30 \times 0,45$   
 $= 55214,3 \text{ kN}$

Safety faktor untuk beban ekstrim,  $SF = 2$

Safety faktor untuk beban tetap,  $SF = 3$

Kapasitas dukung kelompok tiang,  $Q_{g_{all}} = \frac{Q_{ug}}{SF}$   
 untuk beban tetap,  $= \frac{55214,3}{3}$

$= 18404,8 \text{ kN}$

Kapasitas dukung kelompok tiang,  $Q_{g_{all}}' = \frac{Q_{ug}}{SF}$

untuk beban ekstrim,  $= \frac{55214,3}{2}$

$= 27607,2 \text{ kN}$

Kontrol,

$Q_{g_{all}} > P_u$

$18404,8 \text{ kN} > 17111,6 \text{ kN}$

$Q_{g_{all}}' > P_u$

$$27607,2 \text{ kN} > 26764,4 \text{ kN} \quad \text{Aman!}$$

d. Kontrol Gaya Lateral

Kontrol Gaya Lateral dapat diuraikan sebagai berikut.

$$\text{Jumlah tiang, } N = 30$$

$$\text{Gaya geser ultimit } V_u = 3651,7 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit tiang, } M_{wika} = 40 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral satu tiang, } H &= \frac{V_u}{N} \\ &= \frac{3651,7}{30} \end{aligned}$$

$$= 121,7 \text{ kN}$$

$$\text{Momen satu tiang Wika, } M = M_{wika} \times 9,81$$

$$= 40 \times 9,81$$

$$= 392,4 \text{ kNm}$$

$$\text{Nilai } N \text{ rerata, } N_b = 51$$

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan hubungan variasi nilai N-SPT dengan nilai kohesi tak terdrainasi ( $c_u$ ) seperti tabel berikut.

**Tabel 5. 131 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi ( $c_u$ )**

Konsistensi	$N$	$c_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

Dengan nilai  $N$  rerata sebesar 51, maka digunakan nilai kohesi sebagai berikut.

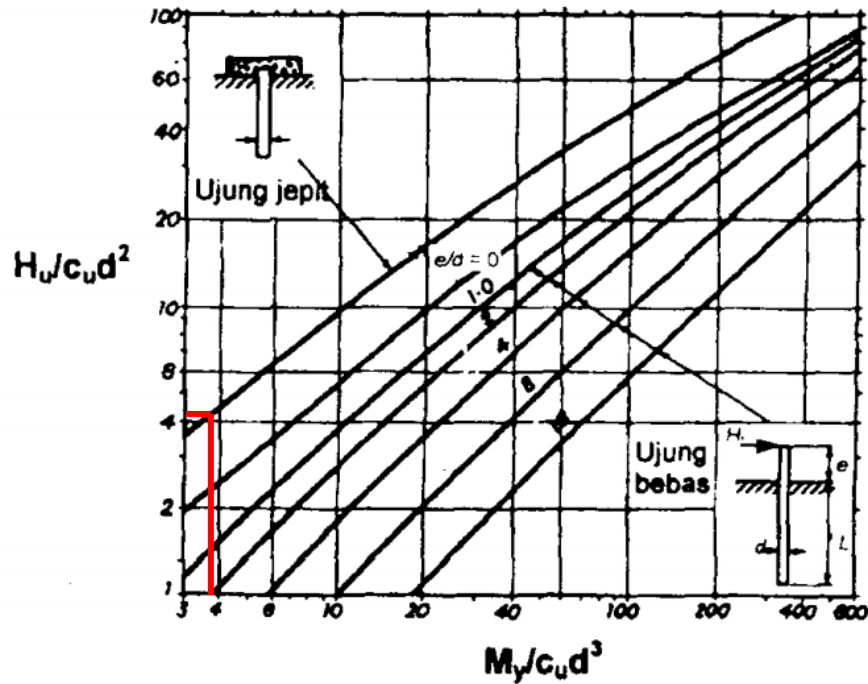
$$C_u = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kapasitas momen ultimit} = \frac{M}{C_u \times D^3}$$

$$= \frac{392,4}{200 \times 0,8^3}$$

$$= 3,8$$

Menentukan kapasitas lateral ultimit tiang pancang menggunakan grafik Broms (1946) dengan kondisi ujung tiang terjepit.



Gambar 5. 124 Tahanan Lateral Ultimit Tiang Untuk Tanah Kohesif

Gaya lateral ultimit,  $\frac{Hu}{Cu \times D^2} = 4,5$

$$Hu = 4,5 \times Cu \times D^2$$

$$= 4,5 \times 200 \times 0,8^2$$

$$= 576 \text{ kN}$$

Safety faktor beban keseluruhan,  $SF' = 2$

Daya dukung lateral izin,  $Ha = \frac{Hu}{SF'}$

$$= \frac{576}{2}$$

$$= 288 \text{ kN}$$

$$H < H_a$$

$$121,7 \text{ kN} < 288 \text{ kN} \quad \text{Aman !}$$

Sehingga pada pondasi pilar digunakan 30 buah tiang pancang dengan kedalaman 17,5m dan diameter 0,8 m. Adapun kontrol gaya lateral pada kombinasi lainnya dapat di lihat pada tabel berikut.

**Tabel 5. 132 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral**

Kombinasi	Vu	H	Ha	Kontrol
	kN	kN	kN	
Daya Layan I	3631,50	5,98	288,0	Aman
Daya Layan II	3677,50	6,64	288,0	Aman
Daya Layan III	3600,84	4,09	288,0	Aman
Daya Layan IV	3478,18	6,12	288,0	Aman
Ekstrim I	7224,24	121,7	288,0	Aman

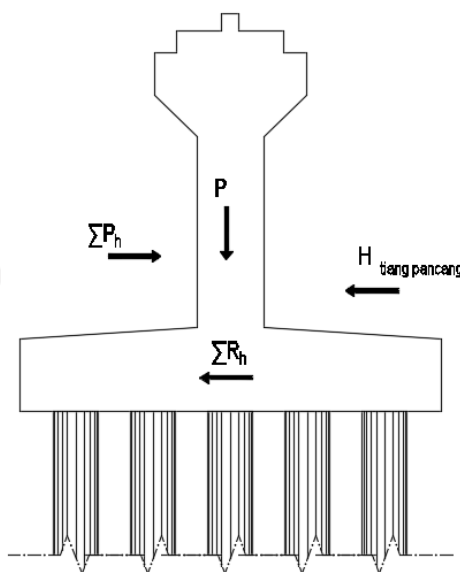
#### 8. Analisis Stabilitas Pilar dan Fondasi

Analisis stabilitas pada pilar dan fondasi dilakukan sebagai satu kesatuan hal ini dikarenakan keduanya bekerja secara bersamaan, Menurut Hardiyatmo (2-18) analisis stabilitas pilar ditinjau terhadap hal- hal berikut.

- Faktor aman terhadap gaya geser harus mencukupi.
- Faktor aman terhadap momen guling harus mencukupi.
- Tekanan yang timbul pada tanah dasar pondasi tidak boleh melampaui kapasitas dukung izin.

##### a. Stabilitas terhadap pergeseran

Gambar stabilitas pergeseran abutment pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 125 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang**

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

Gaya vertikal ekstrim I,	$P$	$= 26764,4 \text{ kN}$
Jumlah gaya horizontal,	$\sum Ph$	$= Tx \text{ Ekstrim I}$
		$= 3651,7 \text{ kN}$
Gaya lateral izin tiang,	$Ha$	$= 288 \text{ kN}$
Lebar pilar arah memajang,	$Bx$	$= 7,5 \text{ m}$
Lebar pilar arah melintang,	$By$	$= 10 \text{ m}$
Sudut gesek dalam <i>pile cap</i> ,	$\phi$	$= 35^\circ$
Kohesi tanah <i>pile cap</i> ,	$C$	$= 200 \text{ kN/m}^2$
Faktor adhesi,	$a_d$	$= 2/3$
Faktor aman,	$SF$	$= 1,5$

Sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*,

$$\begin{aligned} \delta b &= \frac{2}{3} \times \phi \\ &= \frac{2}{3} \times 35 \end{aligned}$$

$$= 23,33^\circ$$

Adhesi antara tanah dan dasar *abutment*,

$$\begin{aligned} ca &= a_d \times C \\ &= \frac{2}{3} \times 200 \\ &= 133,33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan terhadap penggeseran,

$$\begin{aligned} \sum Rh &= ca \times Bx \times By + P \times \tan \phi + Ha \\ &= 133,33 \times 7,5 \times 10 + 26764,4 \times \tan 35 + 288 \\ &= 21833,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap penggeseran,

$$\begin{aligned} SF_{gs} &= \frac{\sum Rh}{\sum Ph} \\ &= \frac{21833,04}{26754,4} \\ &= 5,98 > 1,5 \quad \text{Aman!} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan pada kombinasi lainnya yang membedakan adalah nilai  $T_x$ . Serta untuk geser arah  $y$ , digunakan  $T_y$  pada perhitungan. Adapun rekapitulasi hitungan geser arah  $x$  dan  $y$  dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 133 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang**

Kombinasi	P	$T_x$	$\Sigma Rh$	$SF_{gs} > 2$	Kontrol
	kN	kN	kN		
Daya Layan I	17237,86	179,43	17723,69	98,78	Aman
Daya Layan II	17982,41	199,32	18044,86	90,53	Aman
Daya Layan III	16531,11	122,66	17418,83	142,01	Aman
Daya Layan IV	17111,63	183,57	17669,24	96,25	Aman
Ekstrim I	26764,42	3651,73	21833,04	5,98	Aman

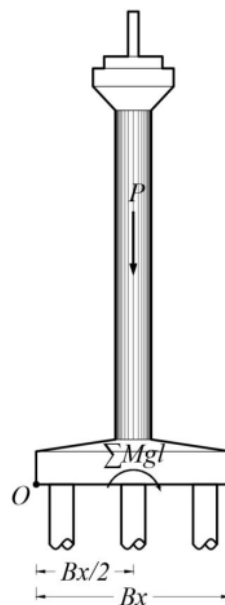
**Tabel 5. 134 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Melintang**

Kombinasi	P	Ty	$\Sigma Rh$	$SF_{gs} > 2$	Kontrol
	kN	kN	kN		
Daya Layan I	17237,86	51,79	17723,69	342,22	Aman
Daya Layan II	17982,41	-	18044,86	-	-
Daya Layan III	16531,11	-	17418,83	-	-
Daya Layan IV	17111,63	120,84	17669,24	146,22	Aman
Ekstrim I	26764,42	2824,85	21833,04	7,73	Aman

b. Stabilitas terhadap penggulingan

1) Arah X (Memanjang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan pilar pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 126 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang**

Perhitungan stabilitas terhadap guling pada arah x adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

Gaya vertikal ekstrim I,  $P = 26764,4 \text{ kN}$

Momen izin tiang,  $M_{Max} = 392,4 \text{ kNm}$



$$\begin{aligned} \text{Momen guling ekstrim I,} \quad \sum M_{gl} &= Mx \text{ Ekstrim I} \\ &= 25483,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar pilar arah memanjang,} \quad Bx = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{Faktor aman,} \quad SF = 2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak titik guling terhadap titik O, } b1 &= \frac{Bx}{2} \\ &= \frac{7,5}{2} \\ &= 3,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen penahan guling,} \quad \sum M_w &= (P + b1) + M_{Max} \\ &= (26764,4 + 3,75) + 392,4 \\ &= 100758,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$\begin{aligned} SF_{gl} &= \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \\ &= \frac{100758,96}{26764,4} \\ &= 3,95 > 2 \quad \text{Aman!} \end{aligned}$$

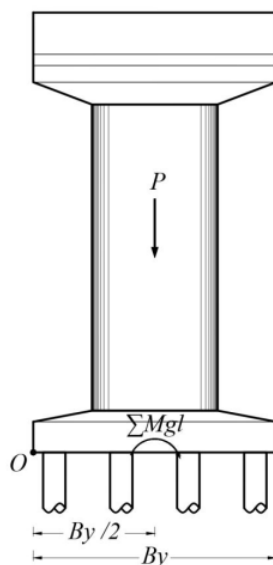
Adapun rekapitulasi hitungan guling arah x dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 135 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang**

Kombinasi	P	Mx	$\Sigma M_w$	$SF_{gl} > 2$	Kontrol
	kN	kNm	kNm		
Daya Layan I	17237,86	1806,44	65034,37	36,00	Aman
Daya Layan II	17982,41	2202,44	67826,45	30,80	Aman
Daya Layan III	16531,11	1355,35	62384,07	46,03	Aman
Daya Layan IV	17111,63	1617,28	64561,02	39,92	Aman
Ekstrim I	26764,42	25483,37	100758,96	3,95	Aman

## 2) Arah Y (Melintang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan abutment pada arah melintang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 127 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang**

Perhitungan stabilitas terhadap guling pada arah y adalah sebagai berikut. Dengan contoh hitungan untuk kombinasi ekstrim I.

Gaya vertikal ekstrim I,  $P = 26764,4 \text{ kN}$

Momen izin tiang,  $M_{Max} = 392,4 \text{ kNm}$

Momen guling ekstrim I,  $\sum M_{gl} = M_y \text{ Ekstrim I}$   
 $= 19208,99 \text{ kNm}$

Lebar pilar arah melintang,  $B_y = 10 \text{ m}$

Faktor aman,  $SF = 2$

Jarak titik guling terhadap titik O,  $b_1 = \frac{B_y}{2}$   
 $= \frac{10}{2}$   
 $= 5 \text{ m}$

Momen penahan guling,  $\sum M_w = (P + b_1) + M_{Max}$

$$= (26764,4 + 5) + 392,4$$

$$= 134214,5 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

$$= \frac{134214,5}{26764,4}$$

$$= 6,99 > 2 \quad \text{Aman!}$$

Adapun rekapitulasi hitungan guling arah y dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5. 136 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Melintang**

Kombinasi	P	My	ΣMw	SF <sub>gl</sub> >2	Kontrol
	kN	kNm	kNm		
Daya Layan I	17237,86	423,59	86581,70	204,40	Aman
Daya Layan II	17982,41	-	90304,46	-	-
Daya Layan III	16531,11	-	83047,96	-	-
Daya Layan IV	17111,63	988,37	85950,56	86,96	Aman
Ekstrim I	26764,42	19208,99	134214,48	6,99	Aman

## 9. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

### 1) Kapasitas dukung izin satu tiang pancang

Pemeriksaan terhadap kapasitas dukung izin pada satu tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 137 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang**

Kombinasi	P	Mx	My	P <sub>maks</sub>	Q <sub>all</sub>	Kontrol
	kN	kNm	kNm	kN	kN	
Daya Layan I	17237,86	1806,44	423,59	611,15	4071,15	Aman
Daya Layan II	17982,41	2202,44	-	625,77	4071,15	Aman
Daya Layan III	16531,11	1355,35	-	567,26	4071,15	Aman
Daya Layan IV	17111,63	1617,28	988,37	624,60	4071,15	Aman
Ekstrim I	26764,42	25483,37	19208,99	1874,48	4071,15	Aman

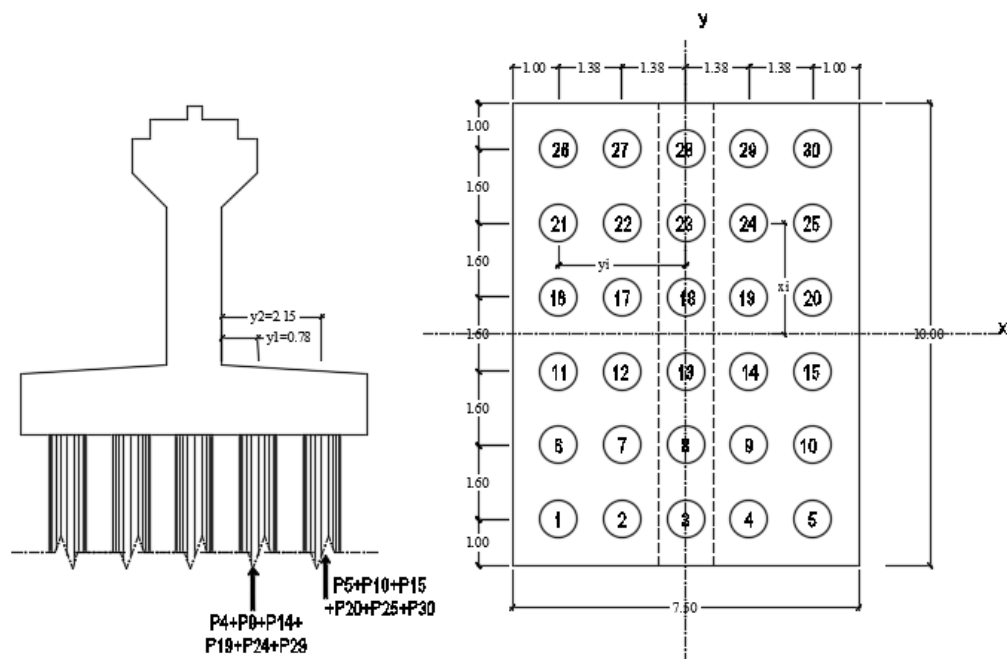
- 2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang pancang  
Pemeriksaan terhadap kapasitas dukung izin pada kelompok tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5. 138 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang**

Kombinasi	P	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	P <sub>maks</sub>	Q <sub>all</sub>	Kontrol
	kN	kNm	kNm	kN	kN	
Daya Layan I	17237,86	1806,44	423,59	17237,86	18404,77	Aman
Daya Layan II	17982,41	2202,44	-	17982,41	18404,77	Aman
Daya Layan III	16531,11	1355,35	-	16531,11	18404,77	Aman
Daya Layan IV	17111,63	1617,28	988,37	17111,63	18404,77	Aman
Ekstrim I	26764,42	25483,37	19208,99	17111,63	18404,77	Aman

#### 10. Desain Tulangan *Pile Cap* Pilar

*Pile cap* berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang- tiang fondasi. Adapun perhitungan tulangan *pile cap* dilakukan menggunakan langkah- langkah berikut ini.



**Gambar 5. 128 Perhitungan Momen Ultimit Pile Cap Pilar**

Pada perhitungan pondasi tiang pancang didapatkan gaya pada masing-masing tiang. Dimana gaya terbesar tersebut akan digunakan dalam menentukan momen ultimit pile cap. Pada gambar diatas terlihat bahwa *pile* akan memberikan momen ke atas baik di sisi kiri sumbu *y* maupun kanan sumbu *y*. Sehingga perhitungan momen dapat dilakukan dengan cara berikut.

Gaya maksimum tiang pancang ,  $P = 1874,48 \text{ kN}$

Lebar pilar,  $B_x = 7,5 \text{ m}$

Lengan kiri,  $y_1 = 0,775 \text{ m}$

Lengan kanan 1,  $y_2 = 2,15 \text{ m}$

Gaya kumpulan pile kanan baris pertama,

$$\begin{aligned} P_{u'_1} &= P_4 + P_9 + P_{14} + P_{19} + P_{24} + P_{29} \\ &= 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 \\ &= 11246,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya kumpulan pile kanan baris pertama,

$$P_{u'_2} = P_5 + P_{10} + P_{15} + P_{20} + P_{25} + P_{30}$$

$$= 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48 + 1874,48$$

$$= 11246,9 \text{ kN}$$

Momen kanan,

$$M = Pu'_1 \times y1 + Pu'_2 \times y2$$

$$= 11246,9 \times 0,775 + 11246,9 \times 2,15$$

$$= 32897,05 \text{ kNm}$$

Momen ultimit *pile cap*,

$$Mu = M$$

$$= 32897,05 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit *pile cap*,

$$Vu = Pu'_1 + Pu'_2$$

$$= 11246,9 + 11246,9$$

$$= 22493,71 \text{ kN}$$

a. Tulangan pokok

Gaya geser ultimit per 1 meter,

$$Vu_x = \frac{Vu}{By}$$

$$= \frac{22493,71}{10}$$

$$= 2249,37 \text{ kN}$$

Momen ultimit per 1 meter,

$$Mu_x = \frac{Mu}{By}$$

$$= \frac{32897,05}{10}$$

$$= 3289,7 \text{ kNm}$$

Diameter tulangan pokok,

$$dp = 25 \text{ kN}$$

Diameter tulangan bagi,

$$db = 19 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton,

$$f'_c = 25 \text{ kN}$$

Kuat tarik baja,

$$f_y = 420 \text{ kN}$$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta1 = 0,85$$

Faktor distribusi tegangan lentur,

$$\phi = 0,9$$

Modulus elastis baja,

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Tebal *pile cap*,

$$h = 1500 \text{ mm}$$

Lebar pilar,

$$Bx = 7500 \text{ m}$$

Lebar tinjauan,

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

Selimut beton,  $sb = 70 \text{ mm}$

Menghitung nilai momen nominal,

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu_x}{\phi} \\ &= \frac{3289,7}{0,9} \\ &= 3655,23 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Menentukan tinggi efektif ( $d$ ),

$$\begin{aligned} d &= h - sb - db - 0,5dp \\ &= 1500 - 70 - 19 - 0,5 \times 25 \\ &= 1398,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai tahanan lentur ( $Rn$ ),

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{3655,23 \times 10^6}{1000 \times 1398,5^2} \\ &= 1,86 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menghitung nilai  $m$ ,

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 25} \\ &= 19,76 \end{aligned}$$

Menghitung rasio tulangan ( $\rho$ ),

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,025$$

$$= 0,019$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1,4}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1,4}{19,76} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,76 \times 1,86}{420}} \right)$$

$$= 0,0005$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$  maka rasio tulangan yang digunakan adalah,

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,003$$

Menghitung luas tulangan pokok,

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

$$= 0,003 \times 1000 \times 1398,5$$

$$= 4661,67 \text{ mm}^2$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{As_{\text{perlu}}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4661,67}$$

$$= 105,3 \text{ mm}$$

$$S = 100 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Kontrol,

$$As_{\text{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \times b}{S}$$



$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times 1000}{100}$$

$$= 4908,74 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{terpasang}} > A_{s_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-100**

b. Tulangan bagi

Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'_{perlu}} = 50\% \times A_{s_{terpasang}}$$

$$= 50\% \times 4908,74$$

$$= 2454,37 \text{ mm}^2$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$S' = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{A_{s'_{perlu}}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2454,37}$$

$$= 115,5 \text{ mm}$$

$$S' = 100 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'_{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \times b}{S'}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 1000}{100}$$

$$= 2835,29 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{terpasang}} > A_{s'_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan bagi **D19-100**

c. Tulangan geser

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1398,5 \\
 &= 1165417 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 1165417 \\
 &= 874062,5 \text{ N} \\
 &= 874,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &< V_u \\
 874,06 \text{ kN} &< 2249,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan  $\phi V_c < V_u$  maka tulangan geser diperlukan.

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 2249,37 - 874,06 \\
 &= 1375,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi} \\
 &= \frac{1375,31}{0,75} \\
 &= 1833,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{25} \times 1000 \times 1398,5 \times 10^{-3}$$

$$1833,74 \text{ kN} \leq 2330,8 \text{ kN}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka berdasarkan ketentuan RSNI T-12 (2004), maka jarak tulangan geser maksimum di hitungan sebagai berikut.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$= \frac{1398,5}{2}$$

$$= 699,25 \text{ mm}$$

$$S = 200 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser perlu,

$$A_{v_{perlu}} = \frac{Vs \times S}{f_y \times d}$$

$$= \frac{1833,74 \times 10^3 \times 200}{420 \times 1398,5}$$

$$= 624,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan geser D 13 - 200,

$$A_{v_{pakai}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dg^2 \times d}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1398,5}{200}$$

$$= 928,13 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{pakai}} > A_{v_{perlu}} \quad \text{OK!}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 200**

Sesuai dengan SNI 2847:2019 untuk h lebih besar dari 900 mm, tulangan longitudinal samping harus didistribusikan merata pada kedua muka samping sejarak h/2 dari muka tarik. Maka jarak tulangan longitudinal di hitungan sebagai berikut.

$$S_{\max} = \frac{h}{2}$$

$$= \frac{1500}{2}$$

$$= 750 \text{ mm}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan pengekang **D13- 300**

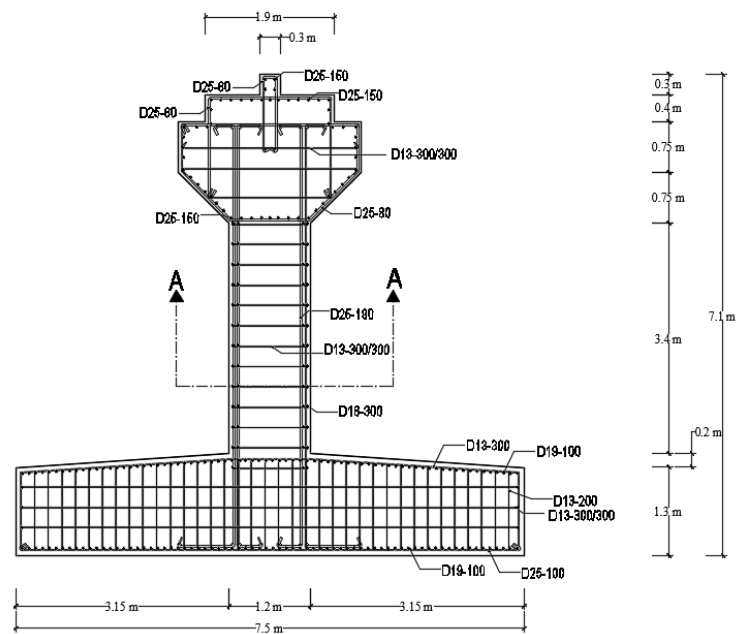
## 11. Rekapitulasi Penulangan *Abutment*

Rekapitulasi desain tulangan *abutment* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

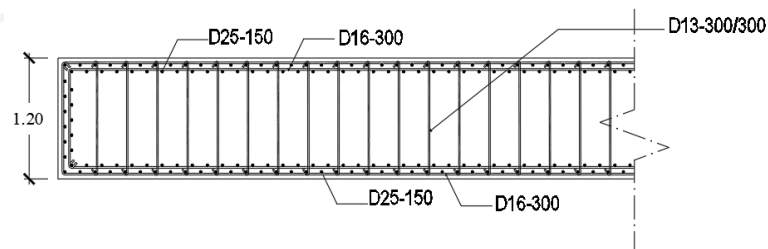
**Tabel 5. 139 Rekapitulasi Desain Tulangan *Abutment***

No.	Jenis Struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul. Pengekang
		mm	mm	mm	mm
1	<i>Pier Head</i>	D25-80	D25-150	D13-300	D13-300/300
2	Kolom Pilar	D25-150	-	D16-300	D13-300/300
3	<i>Pile Cap</i>	D25-100	D19-100	D13-200	D13-300/300

Gambar detail penulangan *abutment* dan fondasi *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 5. 129 Desain Tulangan Pilar Jembatan**



**Gambar 5. 130 Detail Potongan A-A**

## 5.6 Pembahasan

Perencanaan superstruktur jembatan berdasarkan pada beban beban yang bekerja padanya. Semua bagian bangunan atas dihitung dengan menggunakan pedoman terbaru yang telah dibahas sebelumnya sehingga elemen pada struktur atas dapat menopang beban yang dipikul. Untuk pondasi perhitungan dilakukan dalam kondisi batas layan. Dimana pondasi harus dirancang dalam kondisi elastik atau tidak boleh terjadi kegagalan struktur sama sekali.

### 5.6.1 Gelagar Jembatan

Perencanaan bentuk dan dimensi balok jembatan dipilih dari katalog WIKA Beton dimana digunakan I-Girder dengan H-210. Dengan profil tersebut dipasang pada jarak 1850 mm sesuai katalog WIKA Beton sehingga diharapkan memudahkan proses pekerjaan dari segi ketersediaan girder maupun bekisting untuk abutment dengan jarak tersebut.

### 5.6.2 Abutment Jembatan

Pada desain jembatan Karangsambung, *abutment* yang dipilih memiliki dimensi yang sama *abutment* kiri dan kanan. Hal ini dikarenakan data tanah dikedua sisi abutment relatif sama. Adapun perhitungan dilakukan pada *abutment* yang memiliki data tanah N-SPT yang lebih kritis. Jenis *abutment* yang dipilih yaitu tipe T terbalik. Jenis tersebut dipilih dikarenakan telah sesuai dengan kedalaman *abutment* yang direncanakan yakni 3 - 12 m.

### 5.6.3 Pilar Jembatan

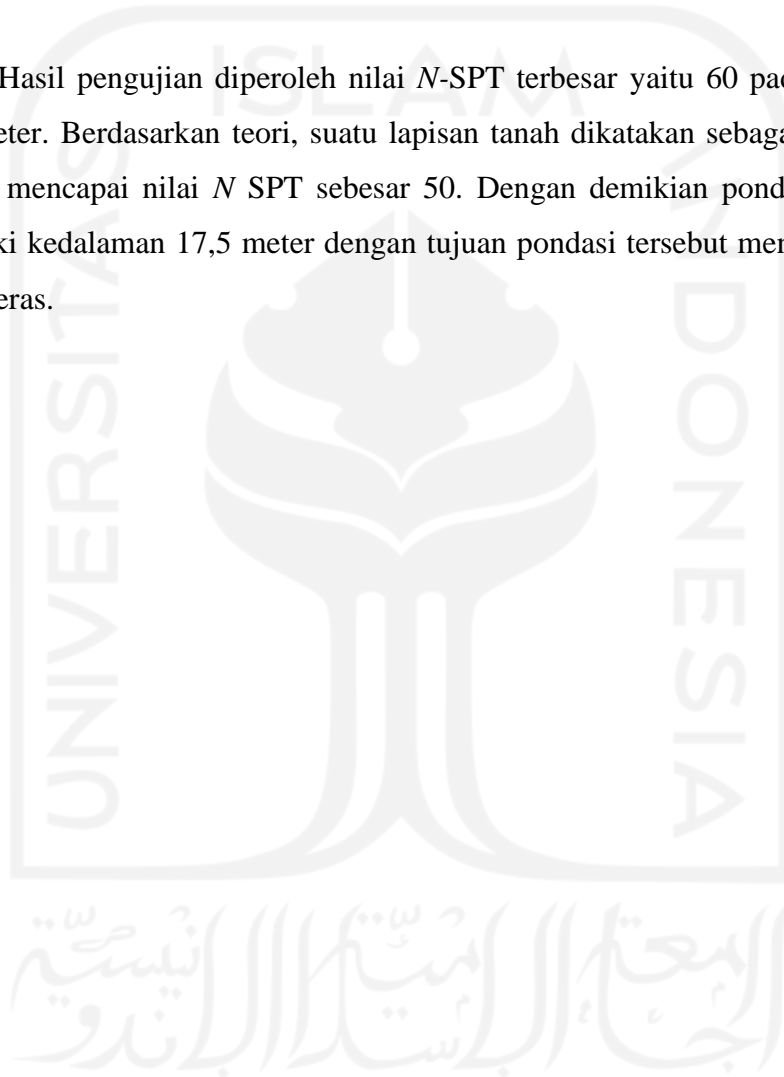
Jenis pilar yang dipilih dalam perencanaan jembatan Karangsambung yaitu tipe dinding kolom tunggal. Jenis ini dipilih dengan mempertimbangkan bahwa pilar memiliki kolom yang tidak terlalu tinggi sehingga kelangsingan yang ada tidak terlalu besar. Pilar tidak direncanakan menahan beban hanyut dikarenakan cukup aman dari muka air banjir, sehingga kolom pilar dibuat berbentuk persegi panjang.

### 5.6.4 Pondasi Jembatan

Jenis pondasi yang digunakan dalam perencanaan jembatan Karangsambung adalah tipe tiang pancang dari WIKA Beton. Selain mempertimbangkan dari segi mutu yang lebih terjamin, penentuan tipe pondasi tiang pancang juga

mempertimbangkan letak tanah keras yang tidak terlalu dalam. Data pengujian tanah yang didapatkan pada perencanaan jembatan Karangsambung sebanyak dua titik yaitu, BM1 pada daerah *abutment* 1, BM2 pada daerah *abutment* 2. Untuk data tanah digunakan data dengan kondisi tanah paling kritis yaitu pada titik BM1 sehingga desain substruktur jembatan Kiringan berdasarkan pada data tanah di titik BM1.

Hasil pengujian diperoleh nilai  $N$ -SPT terbesar yaitu 60 pada kedalaman 17,5 meter. Berdasarkan teori, suatu lapisan tanah dikatakan sebagai tanah keras apabila mencapai nilai  $N$  SPT sebesar 50. Dengan demikian pondasi dirancang memiliki kedalaman 17,5 meter dengan tujuan pondasi tersebut mencapai lapisan tanah keras.



## BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

### 6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan desain yang telah dilaksanakan dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

#### 1. Struktur Atas Jembatan

- a. Pelat lantai jembatan adalah pelat beton bertulang dengan ketebalan 250 mm yang menggunakan tulangan pokok dan tulangan bagi masing- masing D16-100 dan D13-100. Pada perencanaan ulang perhitungan beban aspal sudah mencakupi beban untuk *overlay* lapis permukaan jembatan dengan tebal *overlay* 50 mm.
- b. Gelagar jembatan terdiri dari 2 bentang yang tiap bentangnya memiliki panjang 35,6 m. Gelagar digunakan Girder-I H-210 dengan jarak antar girder 1,85 m dan mutu girder  $f'_c = 50$  MPa. Serta girder dipasang diafragma dengan jumlah 7 buah disetiap balok girder. Pada setiap gelagar digunakan 4 tendon dengan komposisi satu tendon berisi 17 *strands* dan tiga tendon berisikan 16 *strand*. Jenis *strand* yang digunakan adalah *uncoated 7 wire strands* ASTM A-416 grade 270. Tulangan geser dan *shear connector* digunakan 2D13-200 mm, serta tulangan longitudinal digunakan 32D13. Untuk sengkang untuk *brusting* digunakan 2D13-100 mm.

#### 2. Struktur Bawah Jembatan

- a. *Abutment* menggunakan jenis T terbalik dengan ukuran lebar 6,5 x 10 m. Tinggi *abutment* adalah 4,5 m.
- b. Pondasi untuk *abutment* digunakan tiang pancang dengan diameter 0,8 m kelas C sebanyak 20 buah dengan panjang 17,5 meter.
- c. Pilar menggunakan jenis kolom tunggal dengan ukuran kolom lebar 1,2 x 7 m. Tinggi total pilar adalah 7,1 m.

- d. Pondasi untuk pilar digunakan tiang pancang dengan diameter 0,8 m kelas A1 sebanyak 30 buah dengan panjang 17,5 meter.

## 6.2 Saran

Berdasarkan kesimpulan di atas, beberapa rekomendasi dapat dibuat untuk melengkapi kekurangan yang ada dalam penelitian ini dan dijadikan sebagai referensi penelitian selanjutnya.

1. Perlu dilakukan penelitian terhadap jenis jembatan yang lain untuk mengetahui jenis jembatan yang paling efektif.
2. Penelitian ini belum mempertimbangkan pembebanan pada gelagar tepi yang cenderung kantilever, sehingga diperlukan perhitungan pembebanan lebih detail baik gelagar tengah maupun tepi untuk lebih mengetahui momen gelagar paling besar.
3. Kajian ini tidak mempertimbangkan perhitungan biaya, sehingga diperlukan perhitungan secara utuh untuk mendapati perbandingan biaya yang akan digunakan.
4. Untuk *overlay* lapis permukaan aspal jembatan Karangsambung direncanakan hanya untuk *overlay* 1 kali dengan tambahan lapis 5 cm. Dan apabila 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

- AASHTO. (2017). *LRFD Bridge Design Specification* (8 ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. <https://doi.org/10.1201/b15616>
- Aboe, A.K. (2006). Diktat *Struktur Beton Prategang*. Yogyakarta.
- Al Ikhsan, A. I., Pribadi, J. A., & Pulu Hulawa, N. (2019). Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang. *Jurnal TeKLA*, 1(1), 38. <https://doi.org/10.35314/tekla.v1i1.1227>
- Apriyanto, D. (2021). Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0-152. *Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi*, 9(1), 35–40.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2004). *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan, RSNi-T12-2004*. Jakarta :BSN.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2016). *Standar Pembebanan Untuk Jembatan, SNI 1725:2016*. Jakarta :BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Dan Penjelasan, SNI 2847:2019*. Jakarta :BSN.
- Badan Standardisasi Nasional Indonesia. (2016). *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, SNI 2833:2016*. Jakarta :BSN.
- Batubara, S., & Simatupang, L. (2018). Perencanaan Jembatan Beton Prategang Dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI). *Jurnal Rekayasa Konstruksi Mekanika Sipil (JRKMS)*, 1(2), 45–61. <https://doi.org/10.54367/jrkms.v1i2.280>
- Bowles, Joseph E. 1999. *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M., dkk. 1994. *Mekanika Tanah II (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jilid I. Jakarta: Erlangga.
- Direktorat Jendral Bina Marga. (2021). *Panduan Praktis Perencanaan Teknis*

- Jembatan*, NO. 02 / M / BM / 2021. Jakarta :Direktorat Jendral Bina Marga.
- Duan, W.-F. C. dan L. (2018). Bridge Engineering Handbook SECOND EDITIONS (SUPERSTRUCTURE DESIGN). In *Wind Loading of Structures: Third Edition*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b18029>
- Fathurahman, I. (2022). Perencanaan Struktur Jembatan Kiringan Menggunakan Rangka Baja. *Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan)*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- FHWA. (2001). Load and Resistance Factor Design ( LRFD ) for Highway Bridge Substructures. In *Federal Highway Administration* (Nomor 132068). National Highway Institute.
- FHWA. (2015). *Load and Resistance Factor Design ( LRFD ) for Highway Bridge Superstructures* (Nomor 130081). National Highway Institute.
- Hardiyatmo, H.C. (2008). *TEKNIK PONDASI II* (4 ed.). Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, Hary Christady. (2003). *Teknik Fondasi II*. Beta Offset, Yogyakarta.
- Kementrian PUPR, & Departemen Pekerjaan Umum. (2021). Manual Petunjuk Teknis Pengujian Tanah. In *Kementrian PUPR Departemen Pekerjaan Umum*.
- Naaman, A. E. (2004). *PRESTRESSED CONCRETE ANALYSIS AND DESIGN* (2 ed.). Techno Press 3000,Ann Arbor, Michigan 48105, USA.
- Nawy, E. G. (2001). *Beton Prategang Suatu Pendekatan Dasar Jilid 1* (B. Suroatmono (ed.); 3 ed.). Erlangga, Jakarta.
- Nurfauzi, F. P. (2022). Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Bentang 80 m. *Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan)*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Prasetyo, H. (2018). Optimalisasi Ddisain Jembatan Buntung Di Sleman Yogyakarta Menggunakan PCI Girder Dengan Variasi Mutu Beton Dan Tinggi Girder. *Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan)*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Suryolelono, K. B., 1994, Teknik Pondasi Bagian II, Yogyakarta : Nafiri
- Raju, N. K. (1986). *Beton prategang* (Y. Sianipar (ed.); Nomor 11). Erlangga, Jakarta.

Rochman, A. (2008). *Buku Ajar Desain Jembatan*.

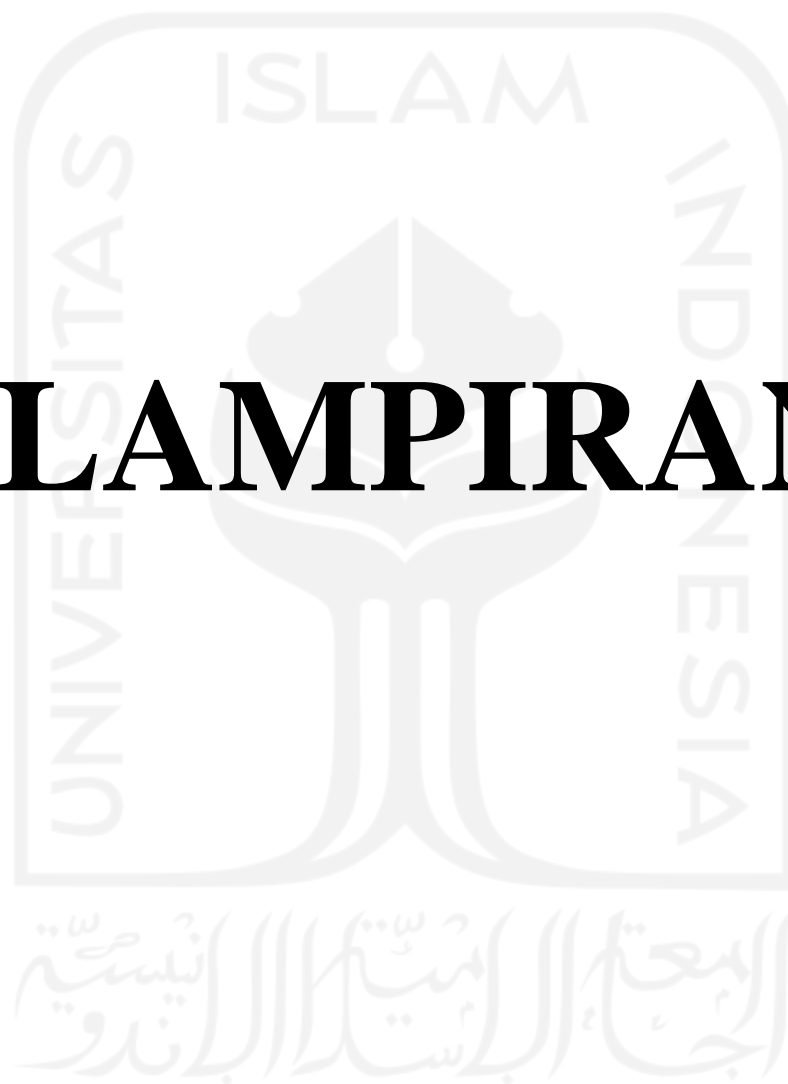
Takwa, R. J. P. I. (2017). *Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi Dengan Sistem Gelagar Beton Pratekan*.  
<http://repository.its.ac.id/45006/>

Terzaghi, Karl dan Peck 1987. *Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa Jilid I Edisi Kedua*. Jakarta: Erlangga


Warman, R. S. (2019). *Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik Dan Pondasi* (hal. 1–94).



# LAMPIRAN



## Lampiran 1 Surat Izin Penelitian Dari KESBANGPOL Kudus



**PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS**  
**KANTOR KESATUAN BANGSA DAN POLITIK**  
 Jalan. Simpang Tujuh No. 1 Kudus Kode Pos 59313  
 Telepon (0291) 435010 Faks (0291) 435010  
 E-mail : [kesbangkds@gmail.com](mailto:kesbangkds@gmail.com)

---

**REKOMENDASI PENELITIAN**  
 Nomor : 070/144/39.00/2022

Dasar : a. Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 64 Tahun 2011 Tanggal 20 Desember 2011 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian sebagaimana telah diubah dengan Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 7 Tahun 2014 Tanggal 21 Januari 2014 tentang Perubahan Atas Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 64 Tahun 2011 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian;  
 b. Peraturan Bupati Kabupaten Kudus Nomor 14 Tahun 2015 Tanggal 30 Maret 2015 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian di Kabupaten Kudus.

Memperhatikan : Surat dari Ka. Progdi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.  
 Nomor : 334/Ka.Progdi PSTS/20/TA/2021 Tanggal 1 November 2021  
 Perihal : Permohonan Ijin Penelitaian TA dan Pengambilan Data untuk TA

Kepala Kantor Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus, memberikan rekomendasi kepada :


1. Nama : Rangga Suseno
2. Alamat : Desa Cendono RT 002 RW 007, Kecamatan Dawe, Kudus
3. Pekerjaan : Mahasiswa  
 Untuk : Melakukan Penelitian dalam rangka menyusun karya ilmiah (Skripsi/Tesis/Tugas akhir, dsb) dengan rincian sebagai berikut :
  - a. Nama proposal : Perancangan Jembatan Bae – Besito ( Karangsambung) Dengan Sini 1725 : 2016
  - b. Tempat/Lokasi : Kabupaten Kudus
  - c. Bidang Penelitian : Infrastruktur Pelayanan Publik
  - d. Waktu Penelitian : Tgl. 19 Mei 2022 s/d 19 November 2022
  - e. Penanggungjawab : Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, MT
  - f. Status Penelitian : Perpanjangan
  - g. Anggota Peneliti : -
  - h. Nama Lembaga : Universitas Islam Indonesia

Ketentuan yang harus ditaati adalah :

- a. Sebelum melakukan kegiatan terlebih dahulu melaporkan kepada Pejabat setempat / Lembaga Swasta yang akan dijadikan obyek lokasi penelitian;
- b. Pelaksanaan kegiatan dimaksud tidak disalahgunakan untuk tujuan yang dapat mengganggu kestabilan pemerintahan;
- c. Setelah pelaksanaan kegiatan dimaksud menyerahkan hasilnya kepada Kepala Kantor Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus;
- d. Apabila masa berlaku Surat Rekomendasi ini sudah berakhir, sedang pelaksanaan kegiatan belum selesai, perpanjangan waktu harus diajukan kepada instansi pemohon dengan menyertakan hasil penelitian sebelumnya;
- e. Surat rekomendasi ini dapat diubah apabila di kemudian hari terdapat kekeliruan dan akan diadakan perbaikan sebagaimana mestinya.

Demikian rekomendasi ini dibuat untuk dipergunakan seperlunya.

Kudus, 19 Mei 2022  
**KEPALA KANTOR KESATUAN BANGSA  
 DAN POLITIK**



**HARSO WIDODO, AP**  
 Pembina Tk.I  
 NIP. 19731014 199311 1 001

## Lampiran 2 Lembar Disposisi Izin Penelitian Dari PUPR Kabupaten Kudus

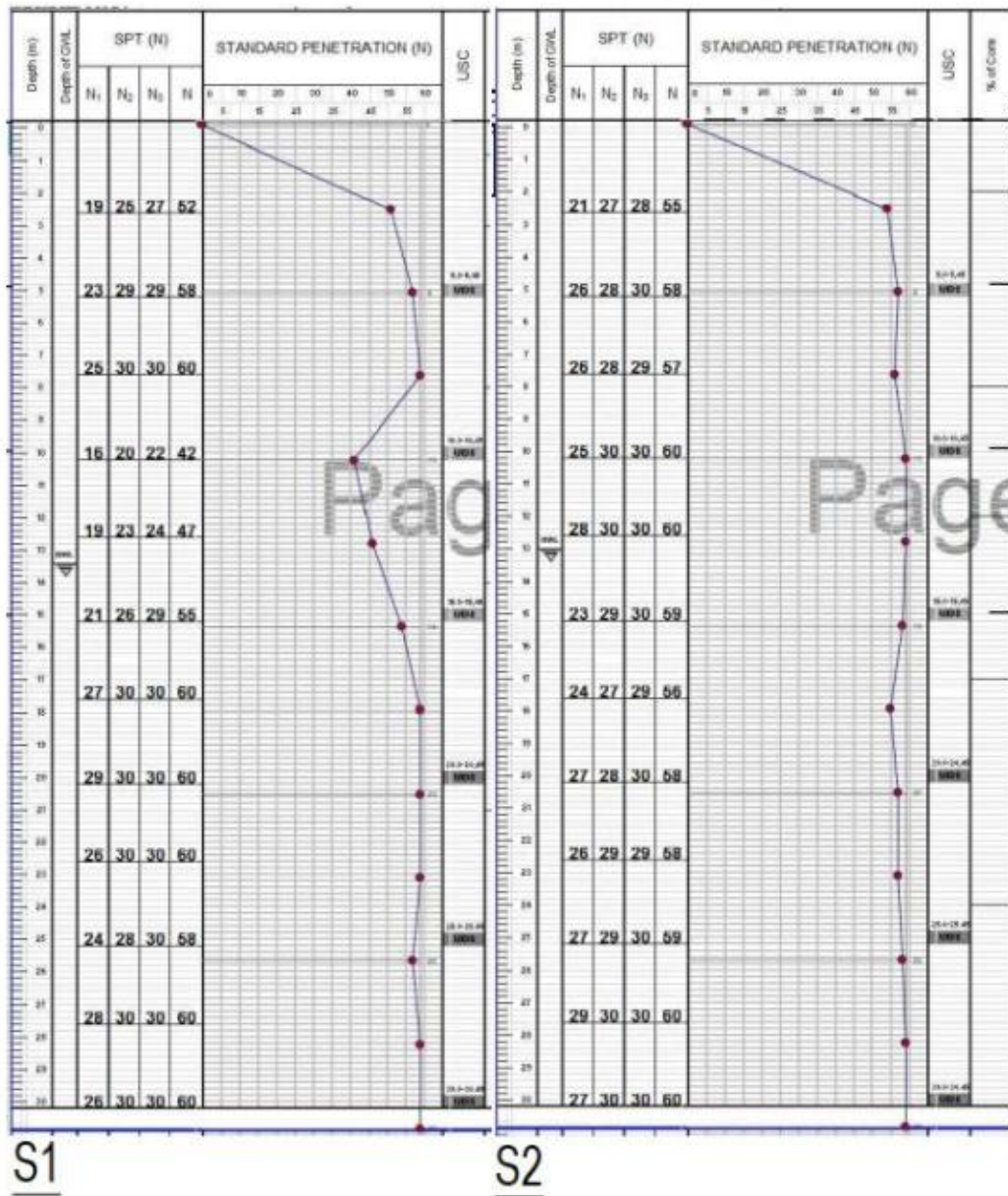
**PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS**

**PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS**  
**DINAS PEKERJAAN UMUM DAN PENATAAN RUANG**

**LEMBAR DISPOSISI**

CATATAN						ISI DISPOSISI
No. Surat : 070/144/39.00/2022						1. Sekretaris Dinas <i>25/22</i> 2. Bidang Bina Marga <i>25/22</i> 3. Bidang SDA 4. Tata Bangunan dan Drainase 5. Bidang Penataan Ruang dan Pertanahan
Tanggal Surat : 19. 5. 2022						
Dari : CUH						
Hal : Izin penelitian						
Terima Tanggal : 25. 5. 22						
No. Agenda : 402						
Diteruskan kepada	Tanggal	Paraf	Diterima dari	Tanggal	Paraf	<p style="text-align: center;"><i>Sekolah UH -</i></p> <p style="text-align: center;"><i>D. Prunjo</i></p> <p style="text-align: center;"><i>30/05/22</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Ah. Karubang Umung</i></p> <p style="text-align: center;"><i>- Dy. Bambang</i></p> <p style="text-align: center;"><i>- Hm</i></p> <p style="text-align: right;"><i>25/05/22</i></p>
			<p style="text-align: center;"><i>Ah. P. Supriyanto</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Ty. Bambang Sumantri</i></p> <p style="text-align: center;"><i>BRSPD</i></p> <p style="text-align: center;"><i>- Hm</i></p> <p style="text-align: center;"><i>25/05/22</i></p>			

Lampiran 3 Data Uji N-SPT Pada BM1 (S1) dan BM2 (S2)





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
BAE-BESITO  
(KARANGSAMBUK)  
DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
TUGAS AKHIR

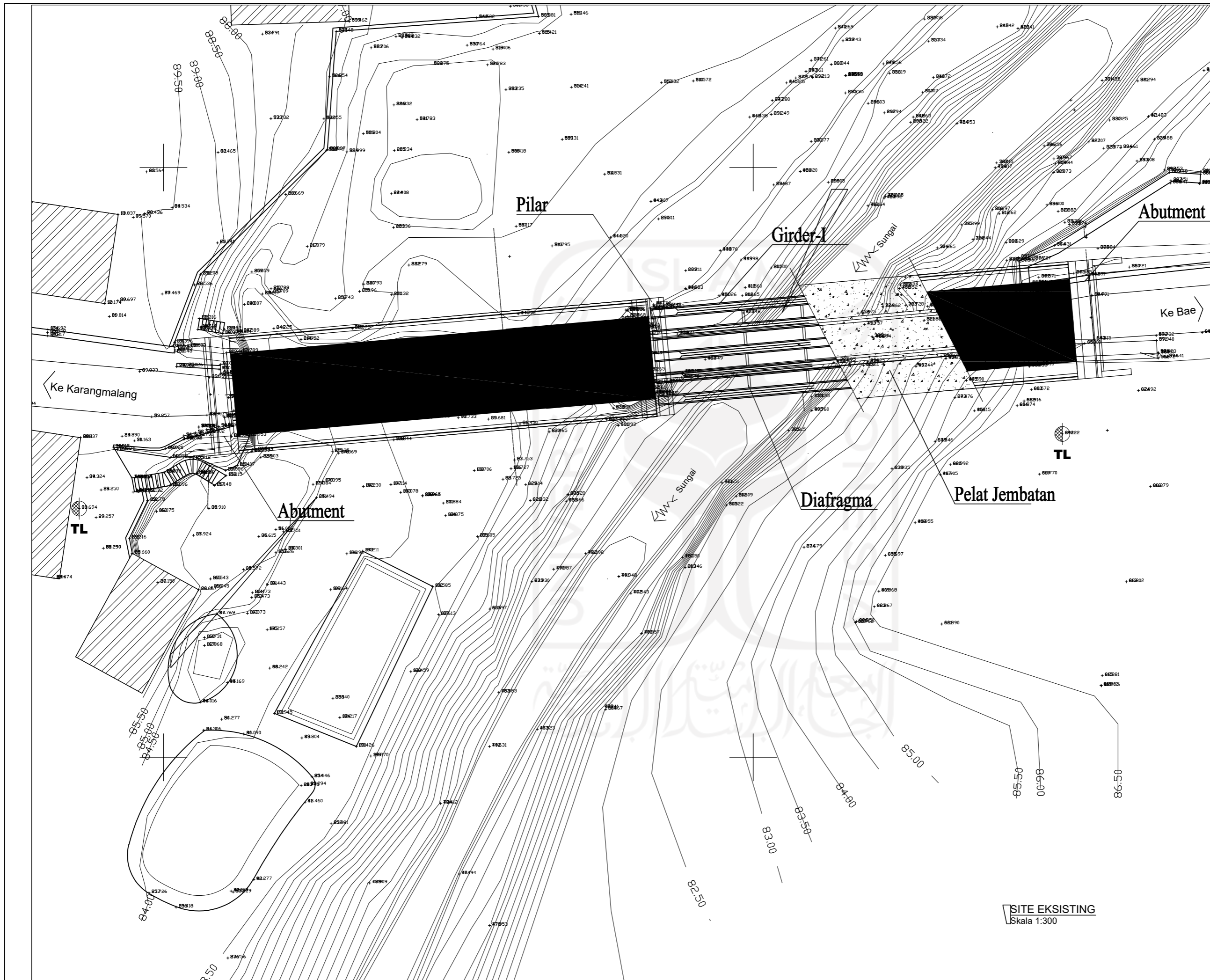
DIBUAT OLEH :  
RANGGA SUSENO 18511106

JUDUL GAMBAR :  
TAMPAK ATAS JEMBATAN

TANGGAL :  
19 DESEMBER 2022

HALAMAN :  
1

KETERANGAN :







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
 PERENCANAAN  
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
 BAE-BESITO  
 (KARANGSAMBUNG)  
 DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
 TUGAS AKHIR

DIBUAT OLEH :

RANGGA SUSENO 18511106

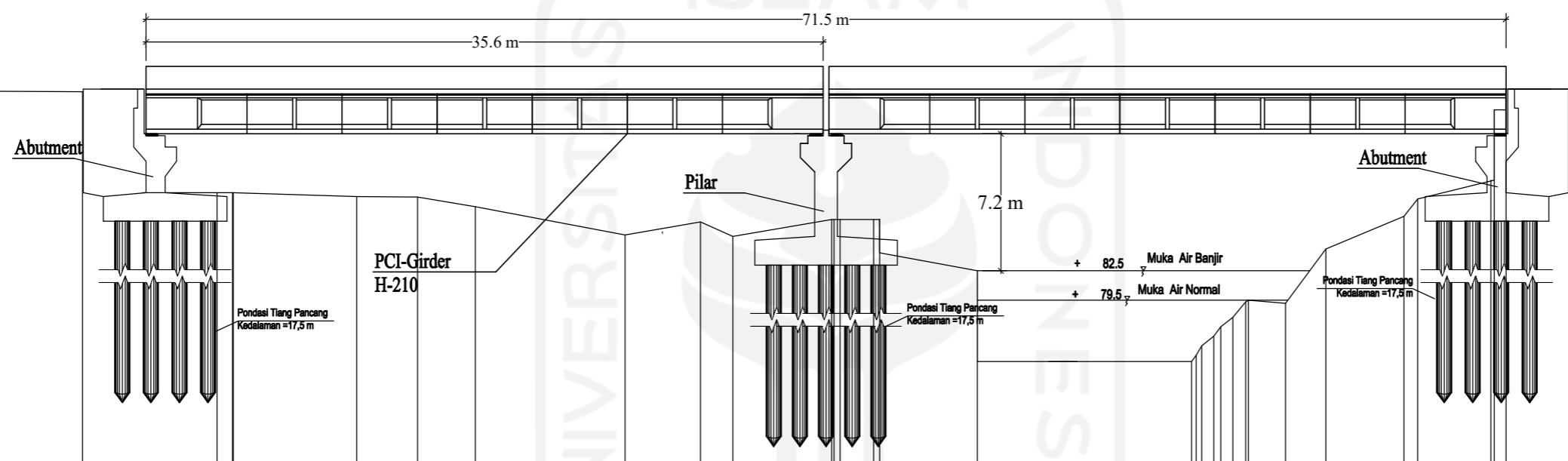
JUDUL GAMBAR :  
 TAMPAK MEMANJANG  
 JEMBATAN

TANGGAL :  
 19 DESEMBER 2022

HALAMAN :  
 2

KETERANGAN :

POT. LONG  
 BIDANG PERSAMAAN 70.00



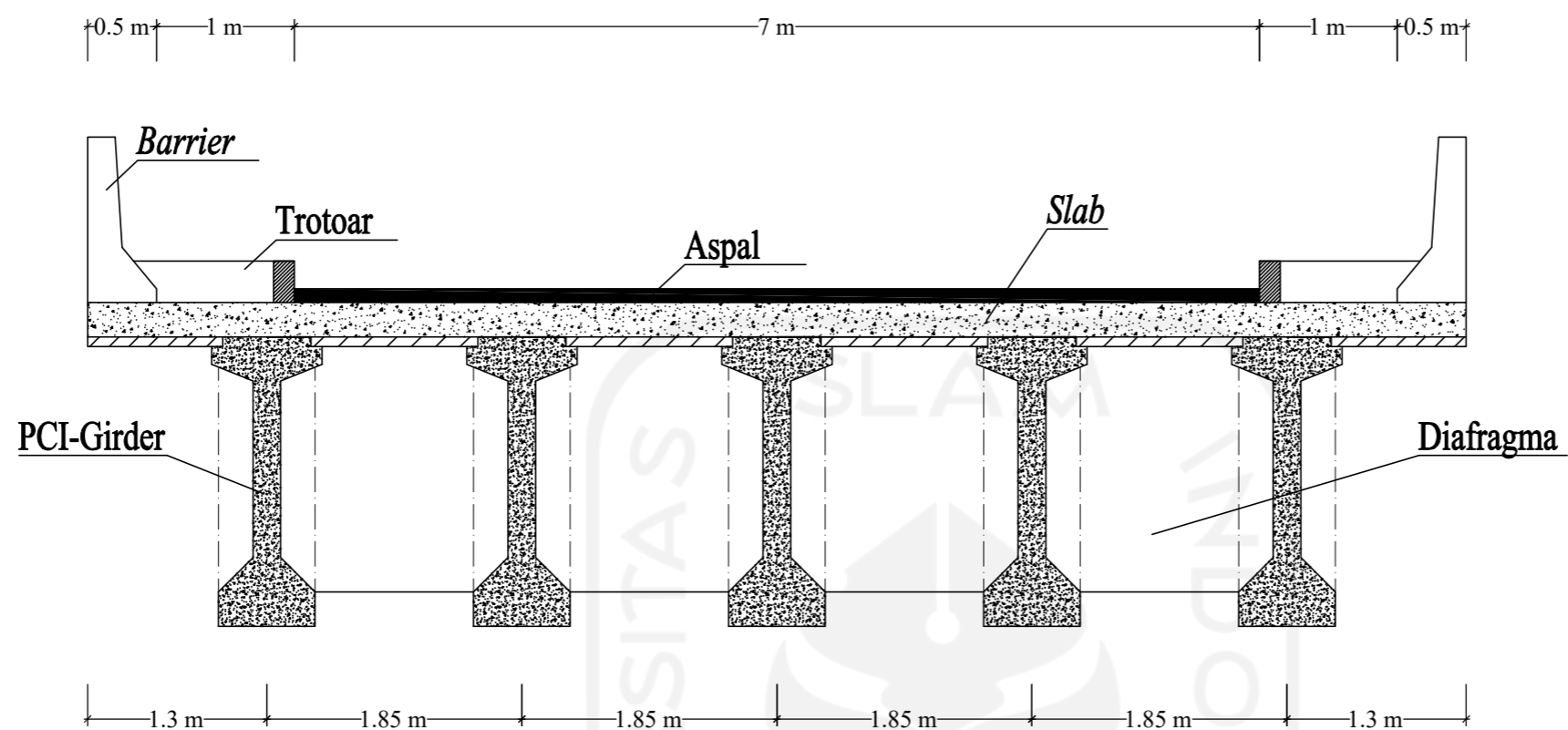
ELEVASI

89.66	88.66	88.58	84.34	84.32	83.81	82.33	83.01	82.25	83.14	85.92	79.51	80.45	78.73	81.59	82.30	84.22	85.68	89.99	89.99
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

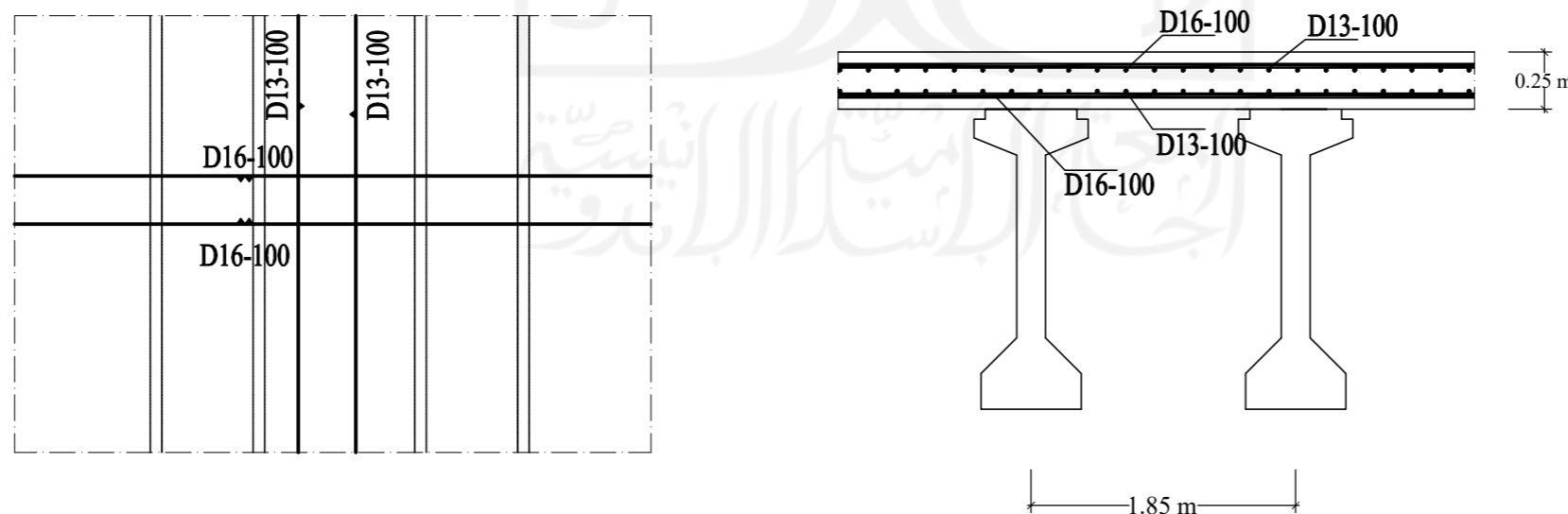
JARAK

6.56	0.52	0.89	6.48	3.21	3.04	7.87	3.96	1.70	5.19	0.32	1.76	0.32	3.14	2.00	2.44	0.50	0.36	0.38	0.38	0.38	6.48	0.25	0.24	0.37	0.63	0.7	1.96	2.11	4.10	0.73	3.84	0.18	4.95	0.12
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-----	------	------	------	------	------	------	------	------

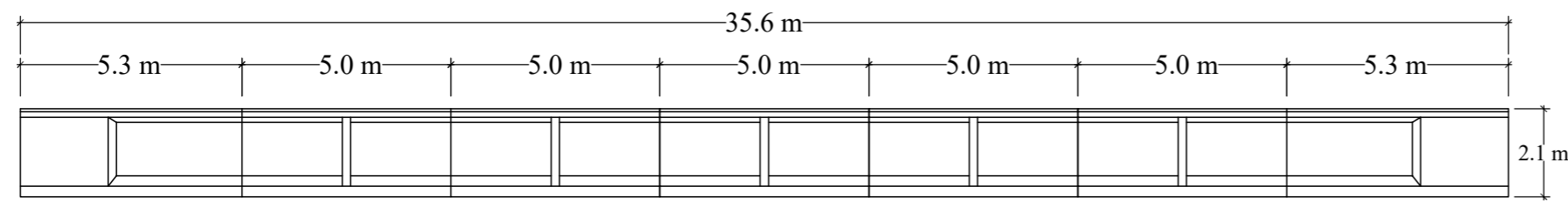
Tampak Memanjang Jembatan  
 SKALA 1:300



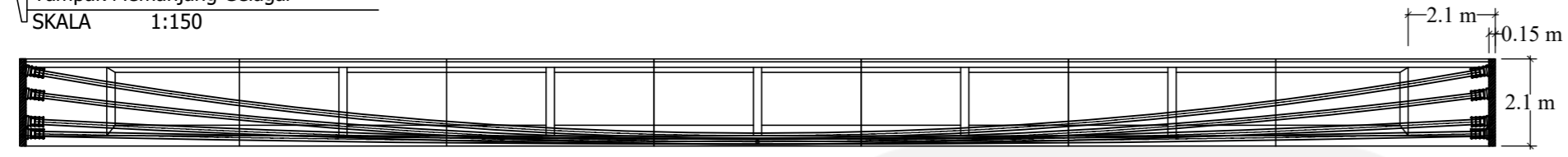
Tampak Melintang Jembatan  
 SKALA 1:50



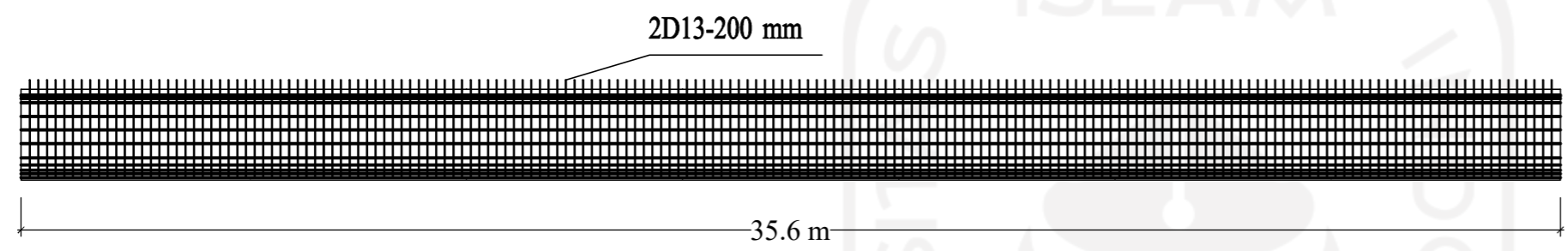
Penulangan Pelat Jembatan  
 SKALA 1:50



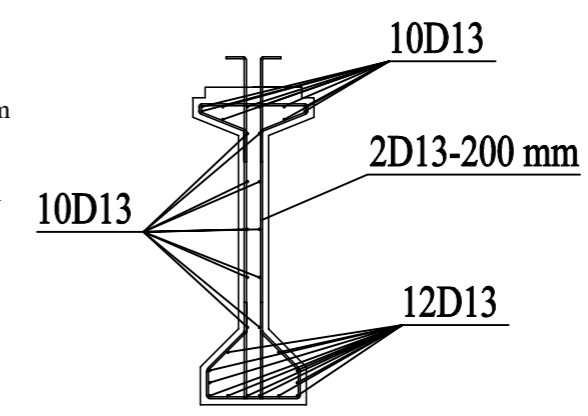
Tampak Memanjang Gelagar  
SKALA 1:150



Pemasangan Tendon Memanjang  
SKALA 1:150



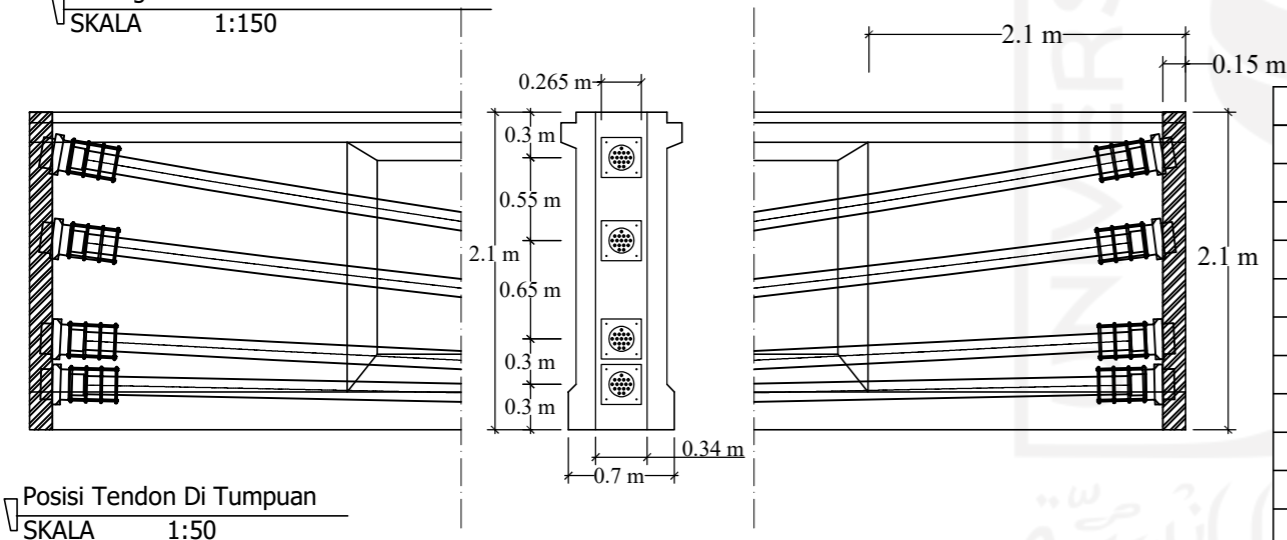
Tulangan Geser Dan Shear Connector  
SKALA 1:150



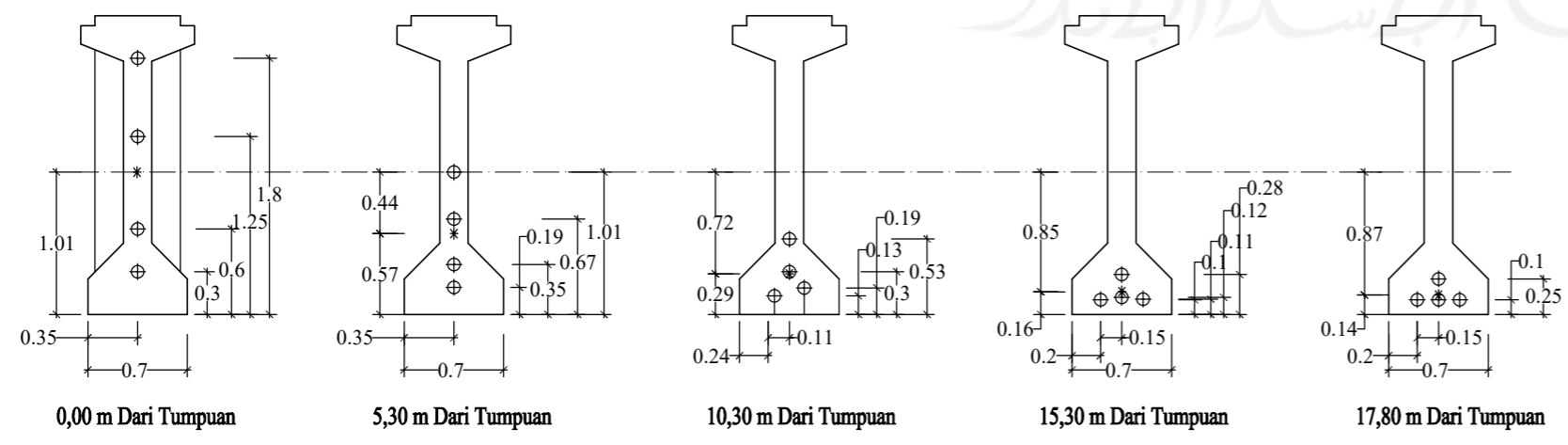
Penulangan Gelagar  
SKALA 1:50

Posisi Tendon Di Sambungan

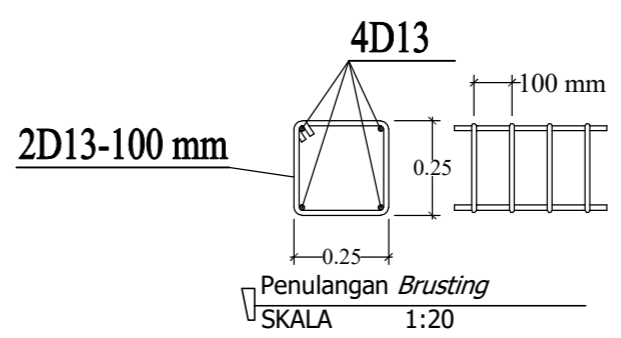
Jarak X (m)	Trace Z0 (m)	Posisi Masing Masing Tendon			
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)
0.00	1.01	1.80	1.25	0.60	0.30
5.30	0.57	1.01	0.67	0.35	0.20
10.30	0.29	0.53	0.30	0.19	0.14
15.30	0.16	0.28	0.12	0.11	0.10
17.80	0.14	0.25	0.10	0.10	0.10
20.30	0.16	0.28	0.12	0.11	0.10
25.30	0.29	0.53	0.30	0.19	0.14
30.30	0.57	1.01	0.67	0.35	0.20
35.60	1.01	1.80	1.25	0.60	0.30



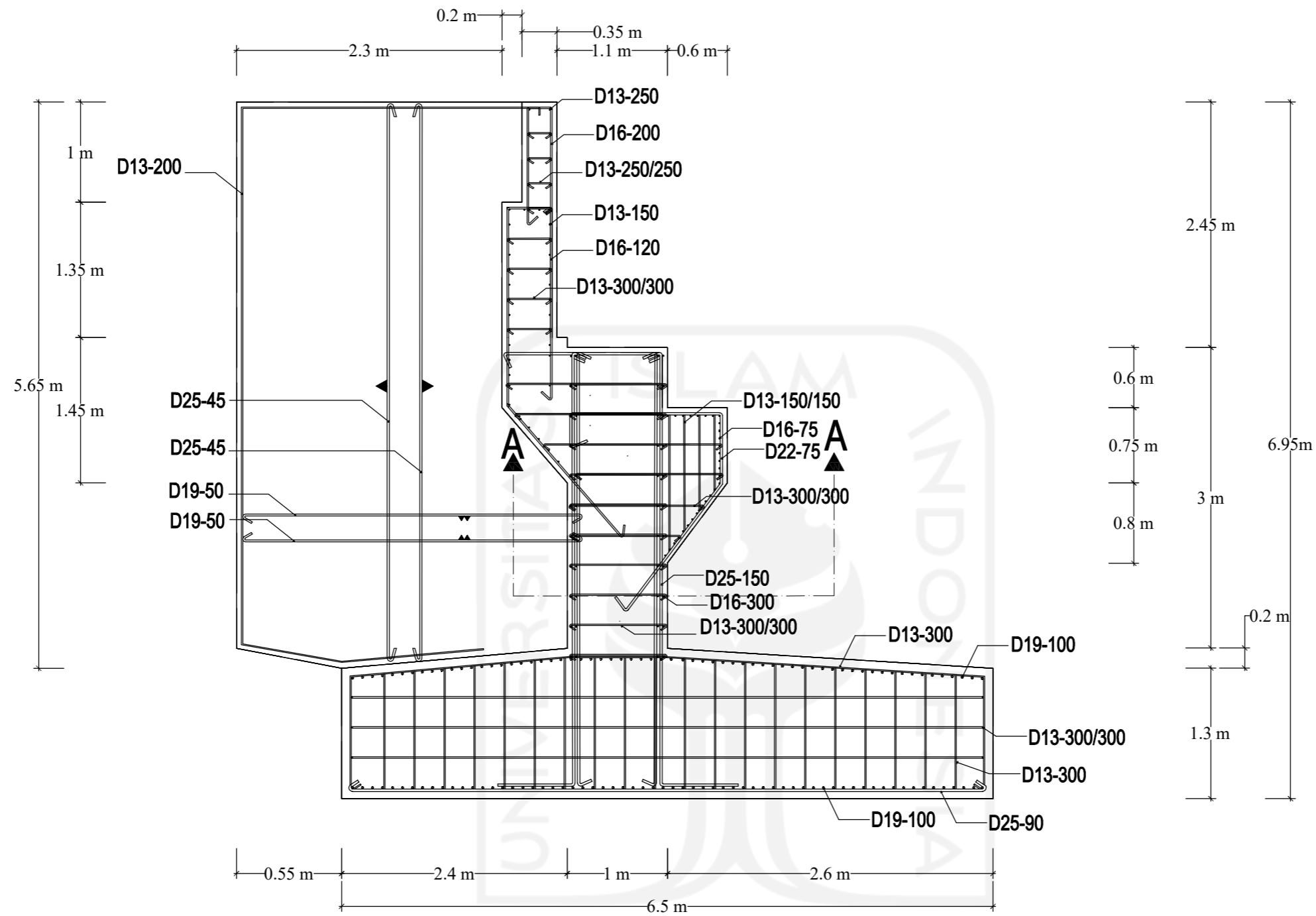
Posisi Tendon Di Tumpuan  
SKALA 1:50



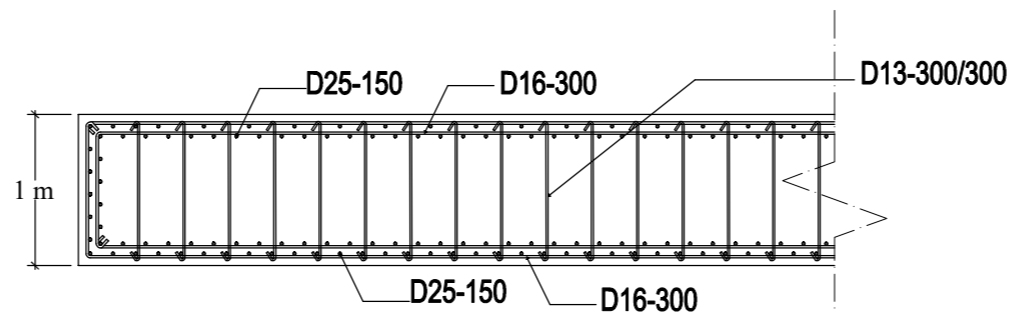
Posisi Tendon Di Sambungan  
SKALA 1:50



Penulangan Brusting  
SKALA 1:20



Penulangan Abutment Jembatan  
SKALA 1:50



Potoangan A-A  
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
BAE-BESITO  
(KARANGSAMBUNG)  
DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
TUGAS AKHIR

DIBUAT OLEH :  
RANGGA SUSENO 18511106

JUDUL GAMBAR :  
PENULANGAN ABUTMENT  
JEMBATAN

TANGGAL :  
19 DESEMBER 2022

HALAMAN :  
5

KETERANGAN :



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
 PERENCANAAN  
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
 BAE-BESITO  
 (KARANGSAMBUK)  
 DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING  
  
 Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
 TUGAS AKHIR

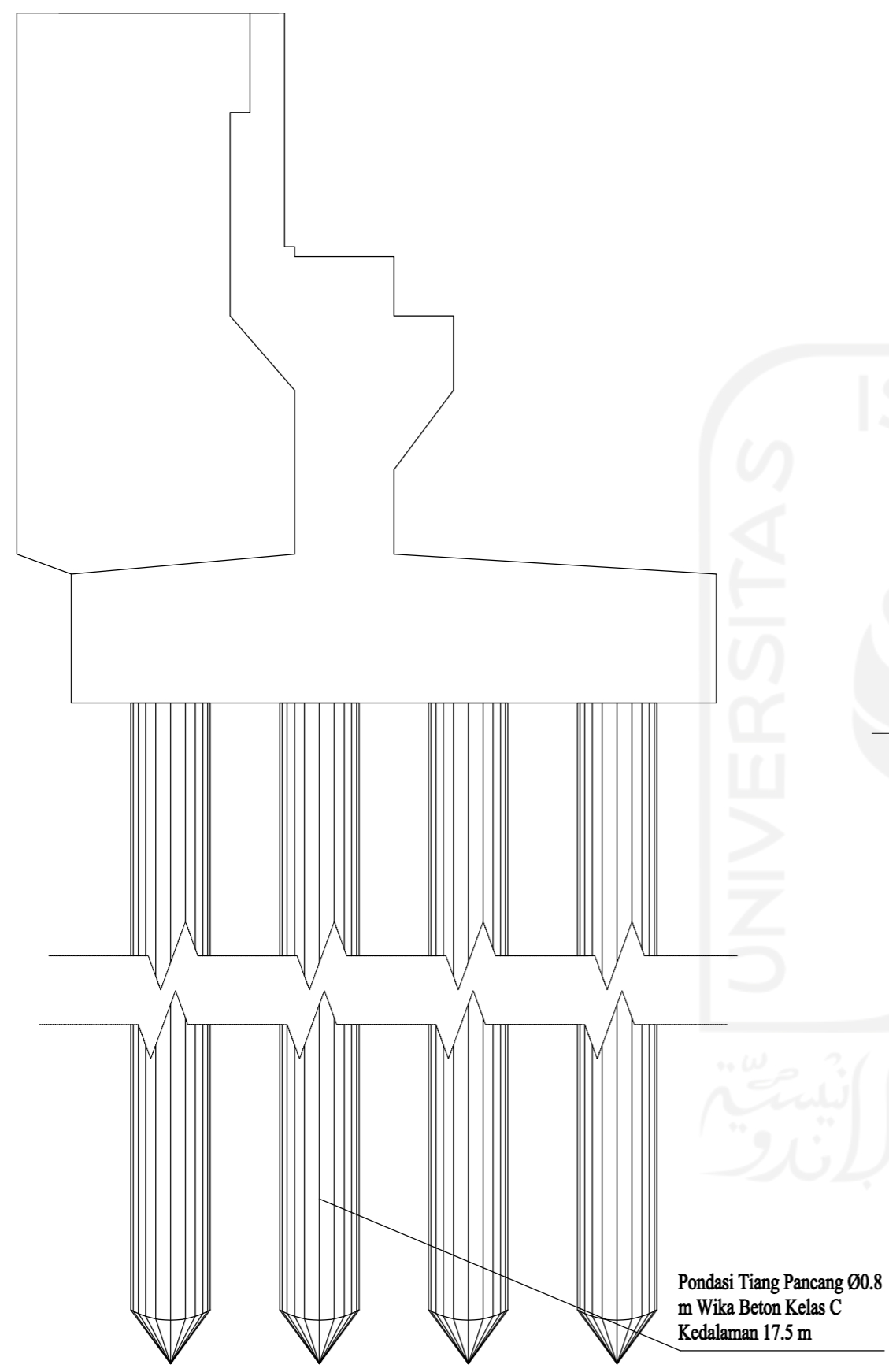
DIBUAT OLEH :  
 RANGGA SUSENO 18511106

JUDUL GAMBAR :  
 PONDASI ABUTMENT  
 JEMBATAN

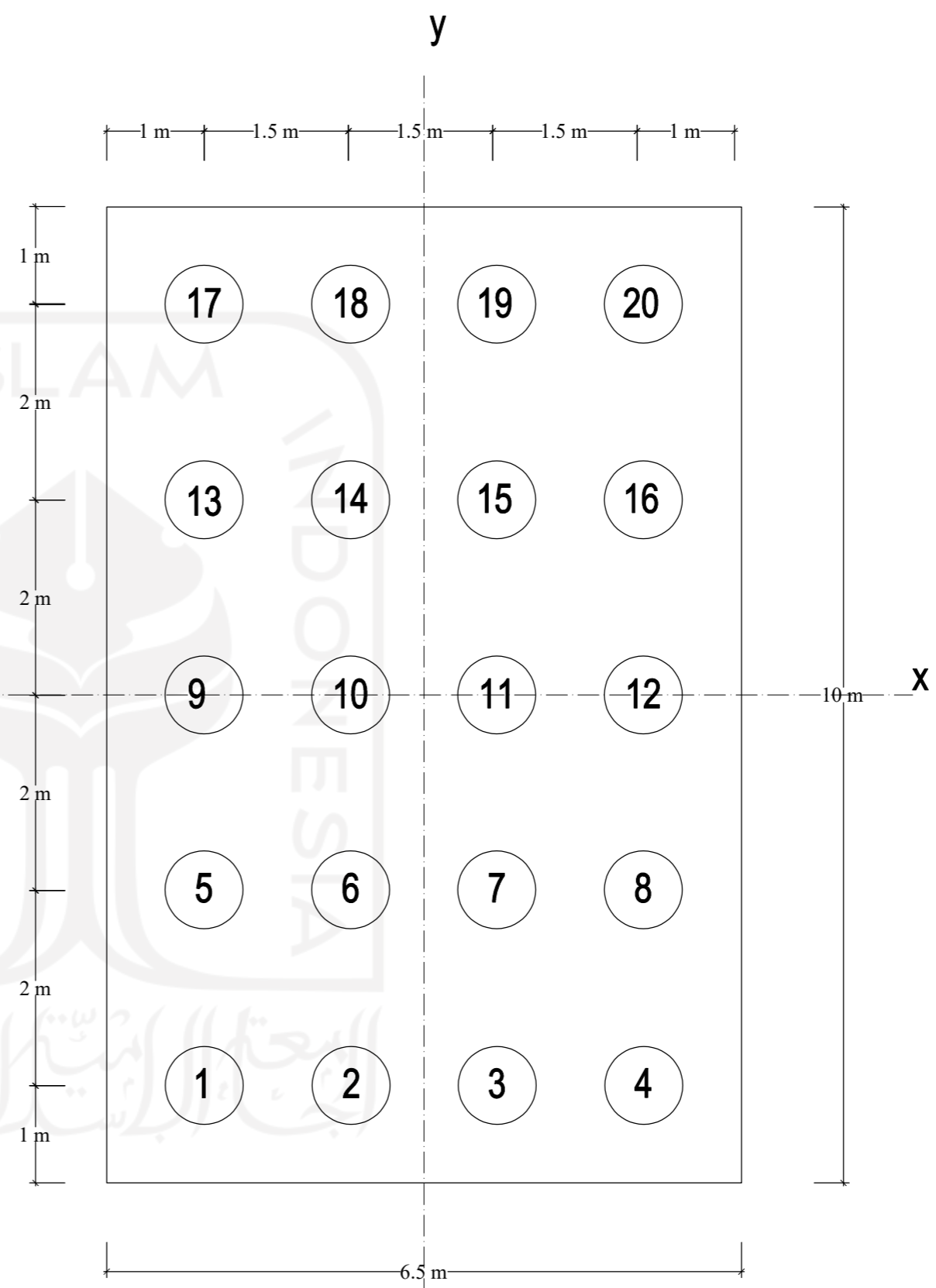
TANGGAL :  
 19 DESEMBER 2022

HALAMAN :  
 6

KETERANGAN :



Pondasi Tiang Pancang Abutment Jembatan  
 SKALA 1:60



Denah Pondasi Tiang Pancang Abutment Jembatan  
 SKALA 1:60



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
 PERENCANAAN  
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
 BAE-BESITO  
 (KARANGSAMBUNG)  
 DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
 TUGAS AKHIR

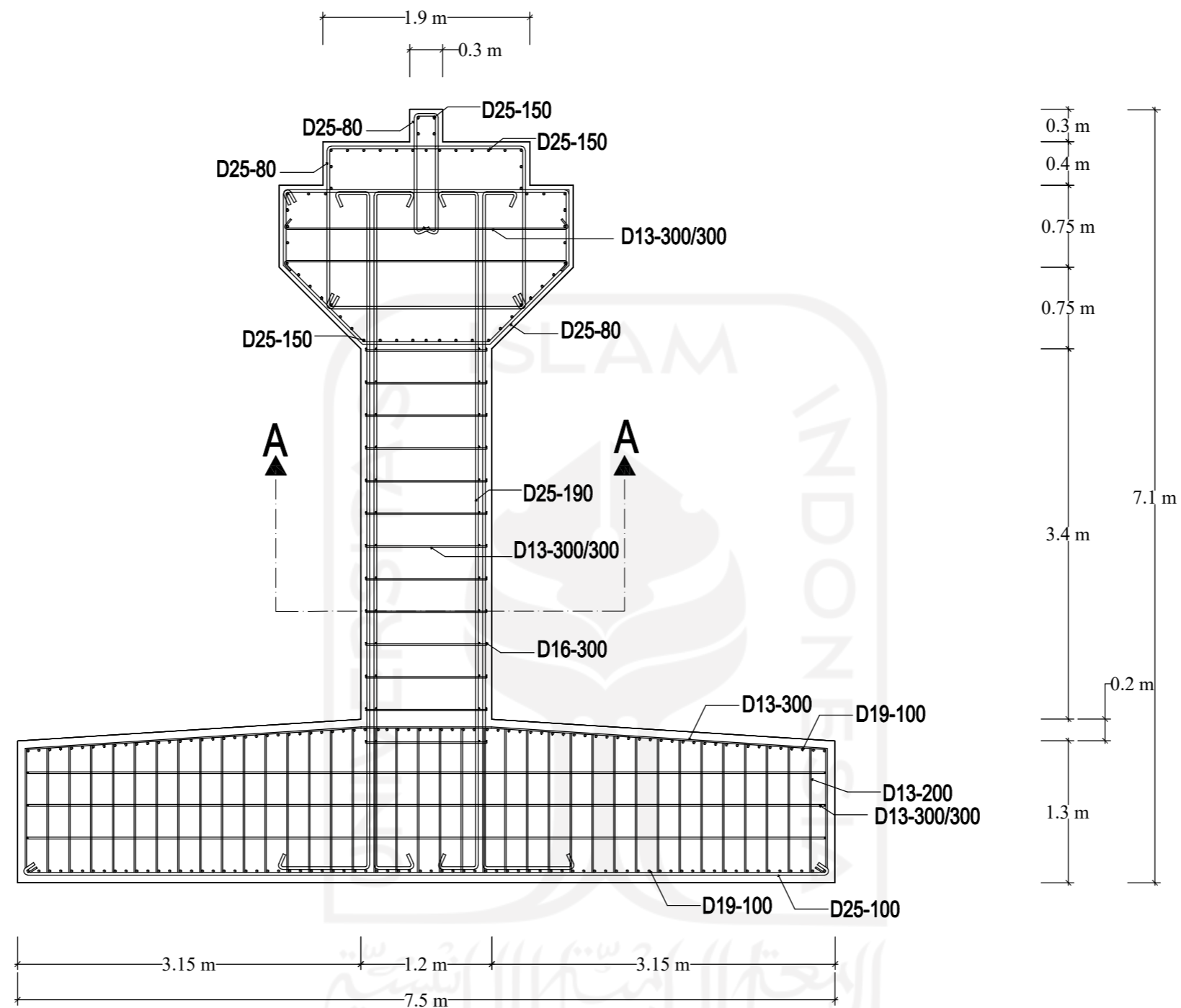
DIBUAT OLEH :  
 RANGGA SUSENO 18511106

JUDUL GAMBAR :  
 PENULANGAN PILAR JEMBATAN

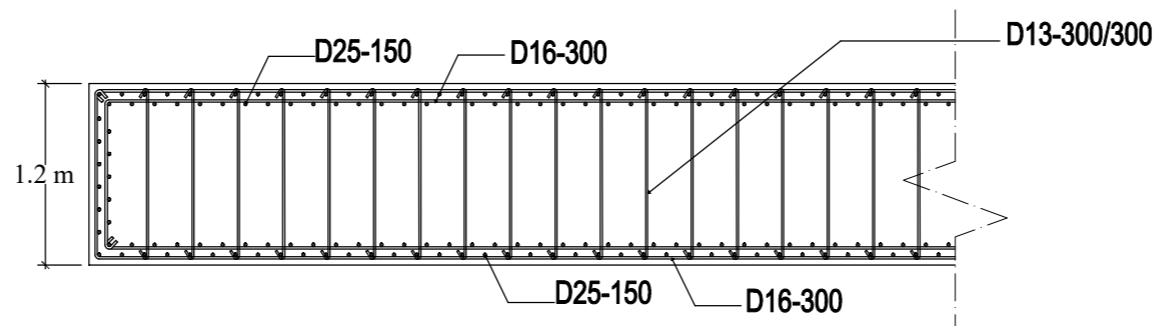
TANGGAL :  
 19 DESEMBER 2022

HALAMAN :  
 7

KETERANGAN :



Penulangan Pilar Jembatan  
 SKALA 1:50



Potoangan A-A  
 SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL &  
 PERENCANAAN  
 UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERANCANGAN ULANG  
 BAE-BESITO  
 (KARANGSAMBUNG)  
 DENGAN PCI-GIRDER

DOSEN PEMBIMBING  
  
 Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :  
 TUGAS AKHIR

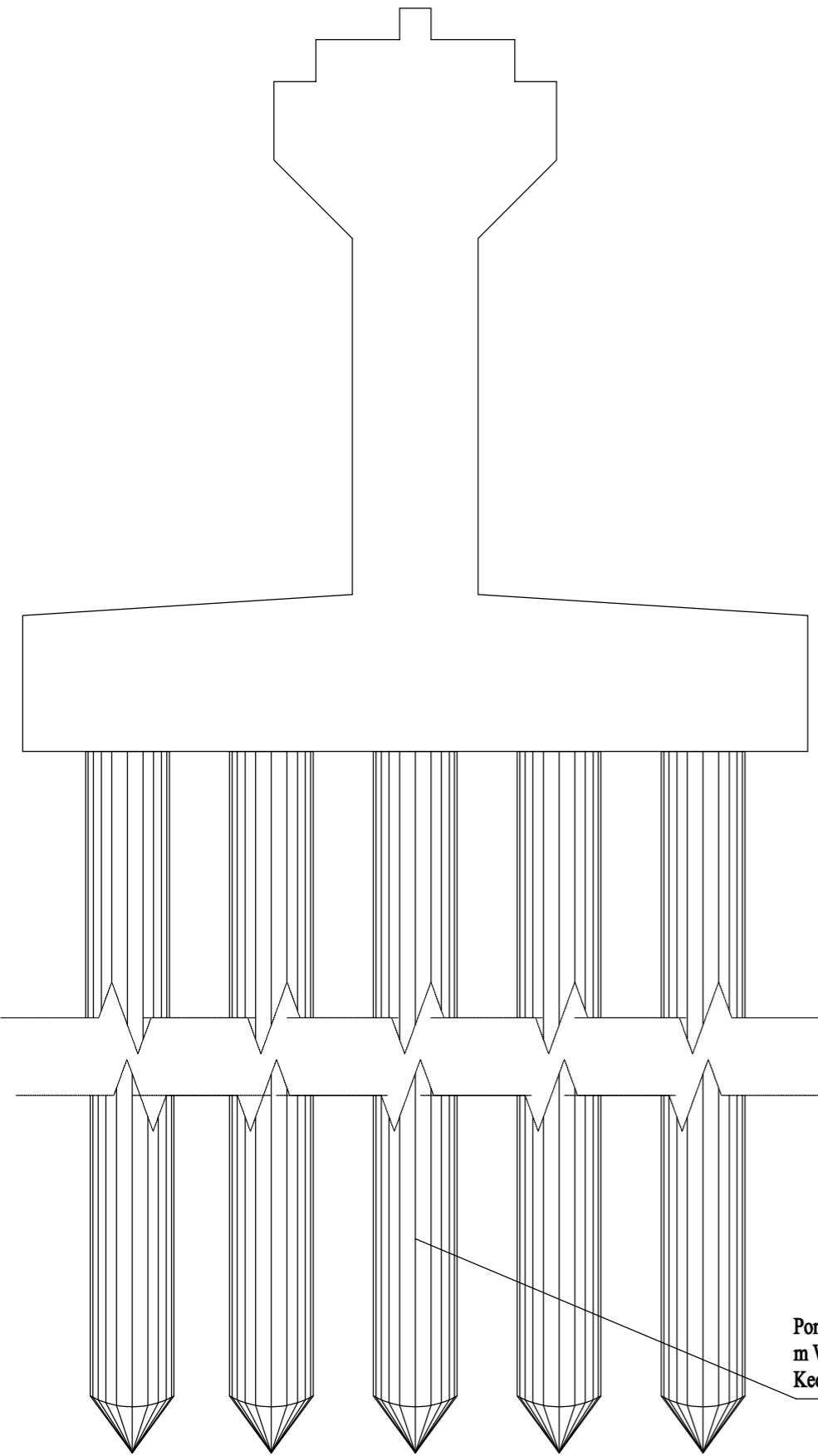
DIBUAT OLEH :  
 RANGGA SUSENO 18511106

JUDUL GAMBAR :  
 PONDASI PILAR JEMBATAN

TANGGAL :  
 19 DESEMBER 2022

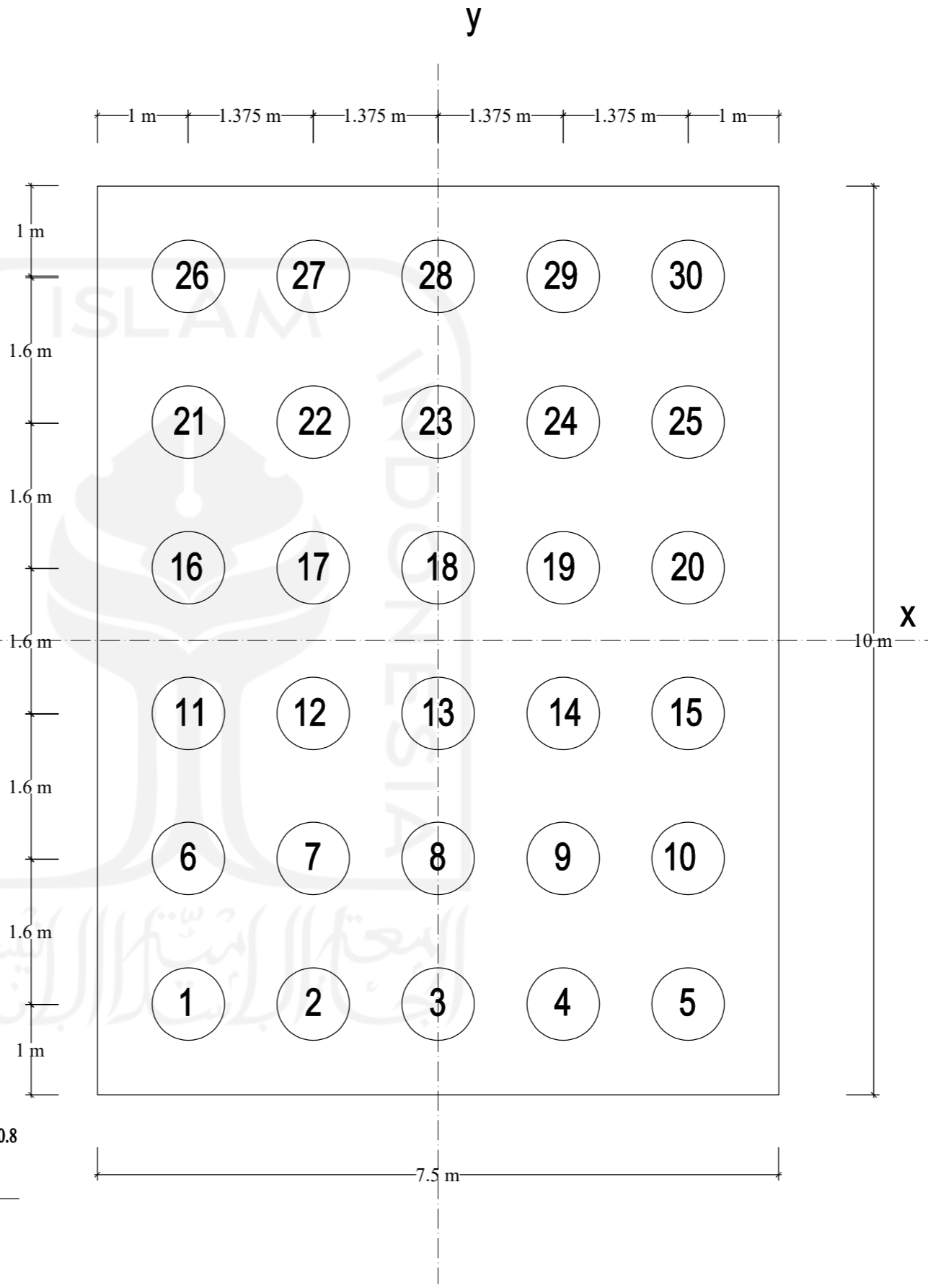
HALAMAN :  
 8

KETERANGAN :



Pondasi Tiang Pancang Ø0.8  
 m Wika Beton Kelas A-1  
 Kedalaman 17.5 m

Pondasi Tiang Pancang Pilar Jembatan  
 SKALA 1:60



Denah Pondasi Tiang Pancang Pilar Jembatan  
 SKALA 1:60