TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JEMBATAN DI SUNGAI SANGGARAHAN KULON PROGO DENGAN MENGGUNAKAN *PRESTRESSED CONCRETE I GIRDER (BRIDGE PLANNING OVER THE SANGGARAHAN RIVER IN KULON PROGO USING PRESTRESSED CONCRETE I GIRDERS)*

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

YAHYA VITHO SETIADI
20511354

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

2024

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN JEMBATAN DI SUNGAI SANGGARAHAN KULON PROGO DENGAN MENGGUNAKAN *PRESTRESSED CONCRETE I GIRDER (BRIDGE PLANNING OVER THE SANGGARAHAN RIVER IN KULON PROGO USING PRESTRESSED CONCRETE I GIRDERS)*

Disusun oleh

YAHYA VITHO SETIADI
20511354

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

Diuji pada tanggal 27 September 2024

Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Ir. Suharyatma, M.T.	**Ir. Helmy Akbar Bale, M.T.**	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.**
NIK: 865110201	**NIK: 885110105**	**NIK: 165111301**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

8/10 2024

Ir. 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, 27 September 2024
Yang membuat pernyataan,



Yahya Vitho Setiadi
(20511354)

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur kami panjatkan ke hadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan inayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik. Tugas akhir yang berjudul Perencanaan Jembatan Di Sungai Sanggarahan Kulon Progo Dengan Menggunakan *Presteresed Concrete* I Girder ini disusun sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini, banyak pihak yang telah memberikan bantuan, dukungan, dan bimbingan. Oleh karena itu, pada kesempatan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ir. Suharyatma, M.T, selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan, bimbingan, dan motivasi dengan penuh kesabaran dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Penulis juga mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada Bapak Suparjan, S.T. dari kantor konsultan PT. Pandowo Mandiri Konsultan atas bantuan dan kerjasamanya dalam memberikan data yang sangat diperlukan untuk penyelesaian tugas akhir ini. Dukungan yang diberikan sangat berharga dan membantu kelancaran proses penelitian ini.
3. Dosen penguji Ir. Helmy Akbar Bale, M.T. dan Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. Penulis mengucapakan terimakasih atas saran-saran yang diberikan pada tugas akhir ini , dari saran-saran tersebut penulis dapat memperbaiki dan menyempurnakan karya ini, sehingga diharapkan dapat memenuhi standar akademik yang diharapkan.
4. Kepada Ayah dan Ibu tercinta penulis, Thoyib Adwijaya S.Pd dan Sari Fitriatin Arani S.A.N. Terimakasih atas segala doa yang dipanjatkan kepada penulis, cinta, kepercayaan dan segala bentuk pengorbanan yang telah diberikan kepada penulis, sehingga penulis bertanggung jawab atas keputusan yang telah penulis ambil, serta tanpa lelah mendengar keluh kesah penulis hingga bisa berada di

titik ini. Semoga Allah SWT selalu memberikan rezeki dan keberkahan di dunia maupun di akhirat kelak, karena telah menjadi figur orang tua yang terbaik bagi penulis.

5. Kepada cinta kasih penulis yaitu saudari Nadiah Vitha Julfira S.E, M.B.A. Terimakasih atas segala bantuan dan doa yang diberikan kepada penulis dalam pembuatan tugas akhir ini. Semoga Allah SWT memberikan rezeki dan keberkahan di dunia maupun di akhirat kelak, karena telah menjadi figur kakak yang baik bagi penulis.
6. Teman-teman penulis yang telah memberikan dukungan moral maupun material, serta semangat dan inspirasi dalam proses penyelesaian tugas akhir ini.

Penulis berharap, melalui tugas akhir ini, dapat memberikan kontribusi yang bermanfaat bagi perkembangan ilmu pengetahuan dan aplikasi praktis di lapangan. Penulis juga menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, sehingga kritik dan saran yang membangun dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk perbaikan di masa mendatang.

Akhir kata, penulis memohon ridho Allah SWT agar segala upaya yang telah dilakukan mendapat keberkahan dan kebaikan. Aamiin.

Yogyakarta, 27 September 2024

Yahya Vitho Setiadi
(20511354)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR
LEMBAR PENGESAHAN
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL xi
DAFTAR GAMBAR xviii
DAFTAR LAMPIRAN xxv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xxvi
ABSTRAK xxix
ABSTRACK xxx
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang Masalah 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.3 Tujuan Penelitian 4
1.4 Manfaat Peneltian 6
1.5 Batasan Penelitian 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 8
2.1 Tinjauan Umum 8
2.2 Penelitian Terdahulu 8
2.2.1 Perencanaan Jembatan Beton Prategang Dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI) 8
2.2.2 Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0 – 152 8
2.2.3 Perancangan Ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) Dengan PCI-Girder 9
2.2.4 Perbandingan Penggunaan PCI-Girder H-210 Dan H-170 Pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSN 9

2.3 Keabsahan Penelitian 10
BAB III LANDASAN TEORI 13
3.1 Tinjauan Umum 13
3.2 Jenis Jembatan 13
3.3 Bagian Jembatan 14
3.3.1 Struktur Atas Jembatan 14
3.3.2 Struktur Bawah Jembatan 15
3.3.3 Jalan Pendekat (*Oprit*) 15
3.4 Jenis Struktur Atas Jembatan 16
3.5 Jembatan Gelagar 16
3.6 Prinsip Gelagar I Prategang 17
3.6.1 *Pratension Method* 18
3.6.2 *Post Tension Method* 19
3.7 Pembebanan Jembatan 20
3.7.1 Beban Primer 20
3.7.2 Beban Lajur 22
3.7.3 Beban Rem (TB) 25
3.7.4 Beban Pejalan Kaki (TP) 26
3.7.5 Beban Temperatur (*Eun*) 26
3.7.6 Beban Angin Pada Struktur (EWs) 27
3.7.7 Beban Gempa (EQ) 30
3.7.8 Beban Akibat Tekanan Tanah 41
3.7.9 Tekanan Tanah Akibat Gempa 44
3.8 Faktor Beban dan Kombinasi Beban 45
3.9 Perencanaan Struktur Atas Jembatan 46
3.9.1 Bangunan Pengaman 46
3.9.2 Pelat Lantai Kendaraan 47
3.9.3 Balok Girder 48
3.9.4 Perkiraan Gaya Prategang dan luas Tendon yang Diperlukan 48
3.9.5 Perhitungan Kehilangan Prategang 51
3.9.6 Kontrol Tegangan Prategang 55

3.9.7 Kapasitas Lentur Penampang 58
3.9.8 Kapasitas Geser Penampang 59
3.9.9 Desain Tulangan *Shear Connector* 61
3.9.10 Kontrol Defleksi Balok Prategang 61
3.9.11 Desain Tulangan *Bursting* 63
3.10 Perencanaan Strukutr Bawah Jembatan 64
3.10.1 *Abutment* 64
3.10.2 Pondasi 65
3.10.3 *Pile cap* 69
3.10.4 Pilar 69
3.11 Perencanaan Penulangan Jembatan 70
3.11.1. Penulangan Lentur 70
3.11.2. Penulangan Geser 72
BAB IV METODELOGI 73
4.1. Objek Perancangan 73
4.2. Penentuan Rencana Jembatan 74
4.2.1 Bentang Jembatan 74
4.2.2 Lebar Jembatan 75
4.2.3 Rencana Penampang PCI Girder 75
4.3. Metode Perencanaan 76
4.3.1 Studi Literatur 76
4.3.2 Pengumpulan Data 76
4.3.3 Analisis Perancangan Jembatan 77
4.3.4 Penggambaran 79
4.3.5 Penyusunan Laporan 79
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 88
5.1 Tinjauan Umum 88
5.1.1 Data Teknis Perencanaan 88
5.1.2 Data Material Perencanaan 89
5.2 Perencanaan Pelat Jembatan 91
5.2.1 Analisis Pembebanan Pelat Jembatan 91

5.2.2 Pemodelan Pembebanan SAP2000 95
5.2.3 Momen Ultimate (M_U) 99
5.2.4 Analisis Penulangan Pelat Jembatan 101
5.2.5 Hasil Desain Perencanaan Pelat Jembatan 107
5.3 Perencanaan PCI-Girder Jembatan 108
5.3.1 Data-Data Perencanaan 108
5.3.2 Modulus Penampang PCI-Girder 110
5.3.3 Pembebanan PCI-Girder 115
5.3.4 Kombinasi Pembebanan PCI-Girder 134
5.3.5 Penentuan Jumlah Tendon 139
5.3.6 Perhitungan Kehilangan Prategang 149
5.3.7 Kontrol Tegangan Prategang 173
5.3.8 Kapasitas Lentur Penampang 185
5.3.9 Penulangan Balok Prategang 188
5.3.10 Kapasitas Geser Penampang 191
5.3.11 Desain Tulangan *Shear Connector* 198
5.3.12 Desain Tulangan *Bursting* 201
5.4 Perencanaan *Abutment* Jembatan 206
5.4.1 Data Perencanaan Struktur *Abutment* 206
5.4.2 Pembebanan Struktur *Abutment* 209
5.4.3 Desain Tulangan *Abutment.* 283
5.4.4 Pondasi *Abutment* 320
5.4.5 Hasil Desain Tulangan 345
5.5 Perencanaan Pilar Jembatan 346
5.5.1 Data Perencanaan Struktur Pilar 347
5.5.2 Pembebanan Struktur Pilar 349
5.5.3 Desain Tulangan Struktur Pilar 391
5.5.4 Pondasi Pilar 414
5.5.5 Hasil Desain Tulangan 439
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 441
6.1 Kesimpulan 441

6.2 Saran 442
DAFTAR PUSTAKA 444
LAMPIRAN 445

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Sekarang dengan Penelitian Terdahulu 11
Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati 20
Tabel 3.2 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri 21
Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan 22
Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D" 23
Tabel 3. 5 Faktor Beban Untuk Beban "T" 24
Tabel 3.6 Faktor Kepadatan Lajur (m) 26
Tabel 3.7 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nomininal 27
Tabel 3. 8 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Varias Kondisi Permukaan Hulu 28
Tabel 3.9 Tekanan Angin Dasar 29
Tabel 3. 10 Penjelesan Peta Gempa 31
Tabel 3.11 Kelas Situs 33
Tabel 3.12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (FPGA/Fa) 34
Tabel 3.13 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 Detik (F_v) 35
Tabel 3.14 Zona Gempa 38
Tabel 3.15 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah 39
Tabel 3.16 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur 40
Tabel 3.17 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah 41
Tabel 3.18 Sudut Geser Berbagai Material (*US Department of the Navy, 1982a)* 43
Tabel 3.19 Kombinas Beban dan Faktor Beban 46
Tabel 3.20 Kehilangan Prategang pada Gelagar Pascatarik 51
Tabel 3.21 Variasi Korelasi N-SPT dengan C_u Tamah Lempung (Terzaghi dan Peck, 1967) 68
Tabel 5.1 Data Tendon Prategang 90
Tabel 5.2 Berat Jenis Material 90
Tabel 5.3 Rekapitulasi Hasil Momen yang Bekerja pada Struktur 98
Tabel 5.4 Rekapitulasi Momen Terpakai 99

Tabel 5.5 Perbandingan Momen Ultimate (M_U) 100
Tabel 5.6 Modulus Penampang PCI-Girder Nonkomposit 111
Tabel 5.7 Inersia Penampang PCI-Girder Nonkomposit 113
Tabel 5.8 Momen Maksimum Akibat M_S dan M_A 117
Tabel 5.9 Gaya Geser Maksimum Akibat M_S dan M_A 118
Tabel 5.10 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu 124
Tabel 5.11 Tekanan Angin Dasar 124
Tabel 5.12 Statis Momen Distribusi Gaya Angin 126
Tabel 5.13 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Berat Sendiri Gelagar (M_S) 131
Tabel 5.14 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Tambahan Gelagar (M_A) 131
Tabel 5.15 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Beban Lalu Lintas (LL) 131
Tabel 5.16 Rekapitulasi Beban Gempa (E_Q) 132
Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan 132
Tabel 5.18 Rekapitulasi Momen Dan Gaya Geser Maksimum 132
Tabel 5.19 Persamaan Momen Dan Gaya Geser Pada Jarak Tertentu 133
Tabel 5.20 Momen Pada Jarak Tertentu Akibat Beban 133
Tabel 5.21 Gaya Geser Pada Jarak Tertentu Akibat Beban 134
Tabel 5.22 Nilai Kombinasi Pembebanan 134
Tabel 5.23 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Kuat I 135
Tabel 5.24 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Kuat I 135
Tabel 5.25 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Ekstrem I 136
Tabel 5.26 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Ekstrem I 136
Tabel 5.27 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Layan I 137
Tabel 5.28 Hasil Kombinasi Pembebanan Layan I 137
Tabel 5.29 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Layan III 138
Tabel 5.30 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Layan III 138
Tabel 5.31 Perencanaan Tendon Pada Tengah Bentang 142
Tabel 5.32 Perencanaan Tendon Pada Tumpuan 144
Tabel 5.33 Nilai Sudut Angkur Pda Tumpuan 147
Tabel 5.34 Hasil Posisi Trace Pada Tiap Tndon 147

Tabel 5.35 Kehilangan Gaya Prategang Pascatarik 149
Tabel 5.36 Inersia Gelagar Saat Transfer 150
Tabel 5.37 Inersia Gelagar Saat Final 152
Tabel 5.38 Inersia Gelagar Saat Final Komposit 155
Tabel 5.39 Hasil Kehilangan Gaya Prategang 158
Tabel 5.40 Hasil Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set* 160
Tabel 5.41 Rekapitulasi Kehilangan Prategang 171
Tabel 5.42 Resume Kehilangan Prategang Di Tengah Bentang 172
Tabel 5.43 Resume Tegangan Pada Kondisi *Jacking* 175
Tabel 5.44 Resume Tegangan Pada Masa Konstruksi 177
Tabel 5.45 Resume Tegangan Saat Kondisi Layan 180
Tabel 5. 46 Resume Momen Yang Bekerja Di Titik Sambungan Gelagar 182
Tabel 5.47 Gaya Prategang Efektif Dan Khilangan Gaya Prategang Pada Sambungan 183
Tabel 5. 48 Tegangan Pada Penampang Sambungan 184
Tabel 5.49 Hasil Perhitungan Prategang *Jacking* Pada Tiap Tendon 202
Tabel 5.50 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Vertikal 204
Tabel 5.51 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Horizontal 204
Tabel 5.52 Kesimpulan Sengkang Untuk *Bursting Force* 204
Tabel 5.53 Dimensi *Abutment* Jembatan 208
Tabel 5.54 Perhitungan Berat Mati Sendiri 210
Tabel 5.55 Berat Sendiri Struktur Bawah *Abutment* 213
Tabel 5.56 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur *Abutment* 214
Tabel 5.57 Berat Mati Tambahan Struktur *Abutment* 214
Tabel 5.58 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif Struktur *Abutment* 217
Tabel 5.59 Rekapitluasi Gaya dan Momen Gempa Horizontal Arah X dan Arah Y *Abutment* 233
Tabel 5.60 Rekapitulasi Pembebana Struktur *Abutment* 236
Tabel 5.61 Kombinasi Pembebanan Layan I 237
Tabel 5.62 Kombinasi Pembebanan Layan II 238

Tabel 5.63 Kombinasi Pembebanan Layan III 238
Tabel 5.64 Kombinasi Pembebanan Layan IV 239
Tabel 5.65 Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Arah X 239
Tabel 5.66 Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Arah Y 240
Tabel 5.67 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Abutment* 240
Tabel 5.68 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Abutment* 240
Tabel 5.69 Berat Sendiri Struktur Bawah *Breast Wall* 243
Tabel 5.70 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur *Breast Wall* 244
Tabel 5.71 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif Struktur *Breast Wall* 246
Tabel 5.72 Rekapitluasi Gaya dan Momen Gempa Horizontal Arah X dan Arah Y 256
Tabel 5.73 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall* 258
Tabel 5.74 Rekapitulasi Pembebanan Struktur *Breast Wall* 259
Tabel 5.75 Kombinasi Pembebanan Kuat I 260
Tabel 5.76 Kombinasi Pembebanan Kuat II 260
Tabel 5.77 Kombinasi Pembebanan Kuat III 260
Tabel 5.78 Kombinasi Pembebanan Kuat IV 261
Tabel 5.79 Kombinasi Pembebanan Kuat V 261
Tabel 5.80 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I Arah X 262
Tabel 5.81 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I Arah Y 262
Tabel 5.82 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Breast Wall* 262
Tabel 5. 83 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Breast Wall* 263
Tabel 5.84 Perhitungan Titik Berat *Back Wall* 264
Tabel 5.85 Berat Sendiri Struktur *Back wall* 264
Tabel 5.86 Gaya Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Atas 266
Tabel 5.87 Gaya Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Bawah 268
Tabel 5.88 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas 270

Tabel 5.89 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah 272
Tabel 5.90 Rekapitulasi Pembebanan *Back Wall* Atas 273
Tabel 5.91 Rekapitulasi Pembebanan *Back Wall* Bawah 273
Tabel 5.92 Kombinasi Pembebanan Kuat I *Back Wall* Atas 273
Tabel 5.93 Kombinasi Pembebanan Kuat I *Back Wall* Bawah 274
Tabel 5.94 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I *Back Wall* Atas 274
Tabel 5.95 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I *Back Wall* Bawah 274
Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Back Wall* Atas 274
Tabel 5.97 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Back Wall* Bawah 275
Tabel 5.98 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Back Wall* Atas 275
Tabel 5.99 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Back Wall* Bawah 275
Tabel 5.100 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Pada Corbel Kombinasi Kuat I 276
Tabel 5.101 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Corbel* 276
Tabel 5.102 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif *Wing Wall* 279
Tabel 5.103 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall* 281
Tabel 5.104 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Wing Wall* 281
Tabel 5.105 Kombinasi Pembebanan Kuat I 282
Tabel 5.106 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I 282
Tabel 5.107 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Wing Wall* 282
Tabel 5.119 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Wing Wall* 282
Tabel 5.109 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada *Breast Wall* 302
Tabel 5.110 Rekapitulasi Penulangan *Back Wall* 311
Tabel 5.111 Rekapitulasi Penulangan *Corebel* 316
Tabel 5.112 Rekapitulasi Penulangan *Wing Wall* 320
Tabel 5.113 Data Teknis Pondasi *Abutment* 321
Tabel 5.114 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap 328
Tabel 5. 115 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan 328

Tabel 5.116 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi 331
Tabel 5.117 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral 333
Tabel 5.118 Stabilitas Terhadap Pergeseran *Abutment* Arah Memanjang 335
Tabel 5.119 Stabilitas Terhadap Pergeseran *Abutment* Arah Melintang 335
Tabel 5.120 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang (x) 337
Tabel 5.121 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang (y) 338
Tabel 5.122 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang 339
Tabel 5.123 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok 339
Tabel 5.124 Rekapitulasi Penulangan *Pile cap* 345
Tabel 5.125 Dimensi Pilar Jembatan 348
Tabel 5.126 Berat Sendiri Struktur Bawah Pilar 352
Tabel 5.127 Hasil Pembebanan Pada *Pile cap* (W_{PC}) 353
Tabel 5.128 Hasil Pembebanan Pada Pilar (W_P) 353
Tabel 5.129 Hasil Pembebanan Pier Head (W_{PH}) 353
Tabel 5.130 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada *Pile cap* 370
Tabel 5.131 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada Pilar 371
Tabel 5.132 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pile cap* Pilar 371
Tabel 5.133 Rekapitulasi Pembebanan Pada Pilar 372
Tabel 5. 134 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I *Pile cap* Pilar 372
Tabel 5.135 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan II *Pile cap* Pilar 373
Tabel 5.136 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan III *Pile cap* Pilar 373
Tabel 5.137 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan IV *Pile cap* Pilar 374
Tabel 5.138 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I *Pile cap* Pilar Arah X 374
Tabel 5.139 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I *Pile cap* Pilar Arah Y 374
Tabel 5.140 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I Pilar 374
Tabel 5.141 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan II Pilar 375
Tabel 5.142 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan III Pilar 375
Tabel 5.143 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan IV Pilar 376
Tabel 5.144 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Pilar Arah X 376

Tabel 5.145 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Pilar Arah Y 376
Tabel 5.146 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pile cap* dan Pilar 376
Tabel 5.147 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Pile cap* dan Pilar 377
Tabel 5.148 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pilar 377
Tabel 5.149 Tinjauan Beban Per 1 Meter Pada pilar 378
Tabel 5.150 Berat Sendiri Struktur Bawah *Pier Head* 381
Tabel 5.166 Hasil Pembebanan Pier Head (W_{PH}) 382
Tabel 5.152 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat I 389
Tabel 5.153 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat II 389
Tabel 5. 154 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat III 389
Tabel 5.155 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat IV 390
Tabel 5.156 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat V 390
Tabel 5.157 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrem I 390
Tabel 5.158 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pier Head* 390
Tabel 5. 174 Tinjauan Beban Per 1 Meter Pada *Pier Head* 391
Tabel 5.161 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada Pilar 409
Tabel 5.162 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada Pilar 414
Tabel 5.163 Data Teknis Pondasi Pilar 414
Tabel 5.164 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap 422
Tabel 5.165 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan 422
Tabel 5.166 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi 425
Tabel 5.167 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral 427
Tabel 5.168 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang 429
Tabel 5.169 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Melintang 429
Tabel 5.170 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang (x) 431
Tabel 5.171 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang (y) 432
Tabel 5.172 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang 433
Tabel 5.173 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok 433

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Gambar Sungai Sanggarahan 1

Gambar 1. 2 Rencana Trase Jalan 2

Gambar 1. 3 Kondisi *Exisiting* Sungai dan Rencana Trase Jalan 2

Gambar 3. 1 Bentang Ekonomis Jembatan 16

Gambar 3. 2 Sistem Pratarik Baja Prategang 18

Gambar 3. 3 Pasca Tarik Baja Prategang 19

Gambar 3. 6 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban T Untuk Pembebanan 24

Gambar 3. 7 Pembebanan Truk "T" 25

Gambar 3. 8 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun 32

Gambar 3. 9 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik Di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun 32

Gambar 3. 10 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun 33

Gambar 3. 11 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah 37

Gambar 3. 12 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Coulomb 42

Gambar 3. 13 Diagram Keseimbangan Gaya Pada Dinding Penahan 44

Gambar 3. 14 Bangunan Pengaman Jembatan 47

Gambar 3. 15 *Pounching Shear* 47

Gambar 3. 16 Eksentrisitas yang Terjadi Pada Tendon 49

Gambar 3. 17 Kehilangan Prategang Sebagai Akibat dari Set Anchored Dan Friksi 52

Gambar 3. 18 Kapasitas Beban Lateral Untuk Fondasi Tiang Panjang Pada Tanah Kohesif (Broms,1964) 68

Gambar 3. 19 Jarak Minimum Ujung Girder dengan Tumpuan 69

Gambar 4.1 Peta Wilayah Jembatan yang Akan direncanakan 73

Gambar 4.2 Rencana Posisi Jembatan 74

Gambar 4.3 Rencana Desain Memamanjang Jembatan 74

Gambar 4. 4 Rencana Desain Melintang Jembatan 75
Gambar 4.5 Penampang PCI Girder H-170 Wika Beton 76
Gambar 4.6 Diagram Alir Perancangan Jembatan 80
Gambar 4.7 Diagram Alir Perancangan Plat Jembatan 81
Gambar 4.8 Digram Alir Perancangan Gelagar Jembatan 82
Lanjutan Gambar 4.9 Digram Alir Perancangan Gelagar Jembatan 83
Gambar 4.10 Diagram Alir Perancangan *Abutment* Jembatan 84
Gambar 4.11 Diagram Alir Perancangan Pondasi *Abutment* Jembatan 85
Gambar 4.12 Diagram Alir Perencanaan Pilar Jembatan 86
Gambar 4.13 Diagram Alir Perancangan Pondasi Pilar 87
Gambar 5. 1 Potongan Melintang Rencana Jembatan 88
Gambar 5. 2 Detail Penampang PCI Girder H-170 89
Gambar 5. 3 Detail Penampang *Barrier* dan Trotoar 90
Gambar 5. 4 Pembebanan Truk “T” (500 kN) 92
Gambar 5. 5 Ilustrasi Pembebanan Angin Kendaraan 93
Gambar 5. 6 Pemodelan Beban Mati Sendiri (W_S) Pada SAP2000 95
Gambar 5. 7 BMD Akibat Beban Mati Sendiri (W_S) 95
Gambar 5. 8 Pemodelan Beban Mati Akibat Aspal dan Air Huja (W_a) Pada SAP2000 96
Gambar 5. 9 BMD Akibat Beban Aspal dan Air Huja (W_a) 96
Gambar 5. 10 Pemodelan Beban Barrier (W_{br}) Pada SAP2000 96
Gambar 5. 11 BMD Akibat Beban Barrier (W_{br}) 96
Gambar 5. 12 Pemodelan Beban Trotoar (W_{tr}) Pada SAP2000 96
Gambar 5. 13 BMD Akibat Beban Trotoar (W_{tr}) 96
Gambar 5. 14 Pemodelan Beban Truk Model 1 (P_{T-1}) Pada SAP2000 96
Gambar 5. 15 BMD Akibat Beban Truk Model 1 (P_{T-1}) 97
Gambar 5. 16 Pemodelan Beban Truk Model 2 (P_{T-2}) Pada SAP2000 97
Gambar 5. 17 BMD Akibat Beban Truk Model 2 (P_{T-2}) 97
Gambar 5. 18 Pemodelan Beban Truk Model 3 (P_{T-3}) Pada SAP2000 97
Gambar 5. 19 BMD Akibat Beban Truk Model 3 (P_{T-3}) 97
Gambar 5. 20 Pemodelan Beban Angin Kendaraan (P_{EW}) Pada SAP2000 97

Gambar 5. 21 BMD Akibat Beban Angin Kendaraan (P_{EW}) 97
Gambar 5. 22 Pemodelan Beban Pejalan Kaki (W_P) Pada SAP2000 98
Gambar 5. 23 BMD Akibat Beban Pejalan Kaki (W_P) 98
Gambar 5. 24 Bidang Kontak Truk dengan Pelat Lantai 105
Gambar 5. 25 Jarak Bidang Kritis Geser 106
Gambar 5. 26 Detail Tulangan Pelat Lantai 108
Gambar 5. 27 Detail Potongan Melintang Gelagar Nonkoposit 111
Gambar 5. 28 Detail Potongan Melintang Gelagar Nonkoposit 112
Gambar 5. 29 Ilustrasi Distribusi Beban Angin Struktur (E_{WS}) 126
Gambar 5. 30 Grafik Momen Kombinasi Pembanan Terfaktor 139
Gambar 5. 31 Grafik Gaya Geser Kombinasi Pembanan Terfaktor 139
Gambar 5. 32 Eksentrisitas Lokasi Pusat Prategang 140
Gambar 5. 33 Posisi Trace Pada Tiap Tendon 148
Gambar 5. 34 Posisi Tendon Pada Tumpuan 148
Gambar 5. 35 Posisi Tendon Pada Tengah Bentang 149
Gambar 5. 36 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Transfer 151
Gambar 5. 37 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Nonkomposit 153
Gambar 5. 38 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Komposit 155
Gambar 5. 39 Grafik Kehilangan Gaya Prategang Pada Tendon 158
Gambar 5. 40 Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set* 159
Gambar 5. 41 Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set* 160
Gambar 5. 42 Tegangan Pada Saat Transfer 176
Gambar 5. 43 Tegangan Pada Masa Konstruksi 177
Gambar 5. 44 Tegangan Pada Masa Layan 181
Gambar 5. 45 Area Desain 189
Gambar 5. 46 Hasil Penulangan PCI-Girder 190
Gambar 5. 47 Keterangan Variabel Perhitungan 191
Gambar 5. 48 Detail Penulangan PCI-Girder H-170 Perbagian 198
Gambar 5. 49 Detail Penulangan PCI-Girder H-170 30 m 198
Gambar 5. 50 Dimensi Dan Tipe Angkur 202
Gambar 5. 51 Dimensi Pelat Angkur 202

Gambar 5. 52 Detail Angkur Pada Tumpuan 204
Gambar 5. 53 Detail Angkur Dan Trace T 205
Gambar 5. 54 Detail Sengkang Untuk *Bursting* Force Tendon 1 205
Gambar 5. 55 Detail Sengkang Untuk *Bursting* Force Tendon 2-4 205
Gambar 5. 56 Detail Angkur VSL Pada Tumpuan 205
Gambar 5. 57 Dimensi *Abutment* Jembatan Tampak Samping 207
Gambar 5. 58 Dimensi *abutment* Jembatan Tampak Atas 207
Gambar 5. 59 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas 211
Gambar 5. 60 Dimensi Struktur *Abutment* 211
Gambar 5. 61 Titik Berat Struktur *Abutment* 212
Gambar 5. 62 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Abutment* 215
Gambar 5. 63 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment* 216
Gambar 5. 64 Penyaluran Beban Lajur D Pada *Abutment* 219
Gambar 5. 65 Penyaluran Beban Pejalan Kaki Pada *Abutment* 220
Gambar 5. 66 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Abutment* 221
Gambar 5. 67 Reaksi Peletakan Beban Angin Struktur Pada *Abutment* 223
Gambar 5. 68 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pada *Abutment* 225
Gambar 5. 69 Penyaluran Beban Gempa Vertikal Pada *Abutment* 226
Gambar 5. 70 Grafik Respons Spektra 228
Gambar 5. 71 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Abutment* 229
Gambar 5. 72 Penyaluran Beban Gempa Arah Y *Abutment* 229
Gambar 5. 73 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Abutment* 234
Gambar 5. 74 Reaksi Peletakan Beban Gesekan Pada *Abutment* 236
Gambar 5. 75 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas 241
Gambar 5. 76 Dimensi Struktur *Abutment* 242
Gambar 5. 77 Titik Berat Struktur *Abutment* 242
Gambar 5. 78 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Breast Wall* 244
Gambar 5. 79 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall* 245
Gambar 5. 80 Penyaluran Beban Lajur D Pada *Breast Wall* 247
Gambar 5. 81 Penyaluran Beban Pejalan Kaki Pada *Breast Wall* 248
Gambar 5. 82 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Breast Wall* 248

Gambar 5. 83 Reaksi Pelatakan Beban Angin Struktur Pada *Breast Wall* 249
Gambar 5. 84 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pada *Breast Wall* 250
Gambar 5. 85 Penyaluran Beban Gempa Vertikal Pada *Breast Wall* 251
Gambar 5. 86 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Breast Wall* 252
Gambar 5. 87 Penayluran Beban Gempa Arah Y *Breast Wall* 252
Gambar 5. 88 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall* 257
Gambar 5. 89 Reaksi Peletakan Beban Gesekan Pada *Breast Wall* 258
Gambar 5. 90 Titik Berat *Back Wall* 263
Gambar 5. 91 Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Atas 264
Gambar 5. 92 Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Bawah 266
Gambar 5. 93 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas 270
Gambar 5. 94 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah 272
Gambar 5. 95 Panjang *Wing Wall* 277
Gambar 5. 96 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing Wall* 277
Gambar 5. 97 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall* Bawah 280
Gambar 5. 98 Dimensi *Breast Wall* 284
Gambar 5. 99 Faktor Panjang Efektif 285
Gambar 5. 100 Diagram Interaksi ϕM_n - ϕP_n 298
Gambar 5. 101 Spesifikasi Tiang Pancang 322
Gambar 5. 102 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang 324
Gambar 5. 103 Konfigurasi Tiang Pancang 326
Gambar 5. 104 Tahanan Lateral Ultimite Tiang Untuk Tanah Kohesif 332
Gambar 5. 105 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang 333
Gambar 5. 106 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang 335
Gambar 5. 107 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang 337
Gambar 5. 108 Perhitungan Momen Ultimit *Pile cap Abutment* 340
Gambar 5. 109 Penulangan *Abutment* Jembatan 346
Gambar 5. 110 Penulangan *Breast Wall* Potongan A-A 346
Gambar 5. 111 Dimensi Pilar Jembatan Tampak Memanjang 348
Gambar 5. 112 Dimensi Pilar Jembatan Tampak Melintang 348
Gambar 5. 113 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas Pilar 350

Gambar 5. 114 Dimensi Struktur Pilar 351
Gambar 5. 115 Titik Berat Struktur Pilar 351
Gambar 5. 116 Penyaluran Beban Mati Tambahan Pilar 354
Gambar 5. 117 Penyaluran Beban Lajur D 355
Gambar 5. 118 Penyaluran Beban Pejalan Kaki 356
Gambar 5. 119 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada Pilar 357
Gambar 5. 120 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar 358
Gambar 5. 121 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Struktur Arah Memanjang Pada Pilar 359
Gambar 5. 122 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Struktur Arah Melintang Pada Pilar 361
Gambar 5. 123 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pilar 363
Gambar 5. 124 Penyaluran Beban Gempa Vertikal 365
Gambar 5. 125 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Pilar* 366
Gambar 5. 126 Penayluran Beban Gempa Arah Y *Pilar* 366
Gambar 5. 127 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur *Pier Head* 379
Gambar 5. 128 Dimensi Struktur *Pier Head* 380
Gambar 5. 129 Titik Berat Struktur *Pier Head* 380
Gambar 5. 130 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Pier Head* 383
Gambar 5. 131 Penyaluran Beban Lajur D *Pier Head* 384
Gambar 5. 132 Penyaluran Beban Pejalan Kaki *Pier Head* 385
Gambar 5. 133 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Pier Head* 385
Gambar 5. 134 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Atas Pada *Pier Head* 386
Gambar 5. 135 Penyaluran Beban Angin Kendaraan *Pier Head* 387
Gambar 5. 136 Penyaluran Beban Gempa Vertikal *Pier Heead* 388
Gambar 5. 137 Dimensi *Breast Wall* 392
Gambar 5. 138 Faktor Panjang Efektif 393
Gambar 5. 139 Diagram Interaksi ϕM_n - ϕP_n 405
Gambar 5. 140 Spesifikasi Tiang Pancang 416

Gambar 5. 141 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang 418
Gambar 5. 142 Konfigurasi Tiang Pancang 420
Gambar 5. 143 Tahanan Lateral Ultimite Tiang Untuk Tanah Kohesif 426
Gambar 5. 144 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang 427
Gambar 5. 145 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang 429
Gambar 5. 146 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang 431
Gambar 5. 147 Perhitungan Momen Ultimit *Pile cap* Pilar 434
Gambar 5. 148 Penulangan Pilar Jembatan 440
Gambar 5. 149 Penulangan Pilar Potongan A-A 440

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Permohonan Data Tugas Akhir 446
Lampiran 2 Hasil Perencanaan 447

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A_e = Luas penampang efektif

A_s = Luas penampang tulangan

A_g = Luas penampang kotor

b = Lebar tinjauan

b_0 = Keliling kritis

B = Lebar

B’ = Lebar penampang kritis

B_e = 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

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

S_F = 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

α = Koefisien muai temperatur (°C)

β = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal (°)

$\beta 1$ = Faktor distribusi tegangan beton

θ = Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (°)

γ = Berat volume

ρ = Rasio tulangan yang diperlukan

ρ_b = Rasio tulangan balance

ρ_{max} = Rasio tulangan maksimum

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

σ = Tegangan

ϕ = Sudut geser dalam

K_{ϕ}^{R} = Faktor pengurangan kekuatan (0,7)

Δ = Lendutan pada girder (mm)

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

ABSTRAK

Jembatan Sanggarahan di Kulon Progo memiliki desain struktur atas berupa PCI Girder dengan panjang total 60 meter dan lebar 10 meter. Jembatan ini menghubungkan Cankring dan Cokrodipan yang dipisahkan oleh Sungai Sanggarahan. Perencanaan pembebanan mengikuti SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016), serta mengacu pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No.02/M/BM/2021. Analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000 dan Microsoft Excel.

Desain menggunakan beton prategang Girder-I tipe H-170 dari WIKA Beton dengan jarak antar-girder 1850 mm dan mutu beton f'c = 50 MPa. Setiap gelagar memiliki empat tendon dengan total 60 *strands*. Pelat lantai jembatan setebal 0,25 meter, dilengkapi tulangan lentur D16-200 dan tulangan bagi D13-200.

Struktur atas didukung oleh dua *abutment* dan satu pilar. Tulangan pada *breast wall* terdiri dari tulangan pokok 25D-50, tulangan geser 16D-300, dan tulangan pengekang 13D-300. *Back wall* atas menggunakan tulangan pokok 16D-200 dan *back wall* bawah serta *wing wall* menggunakan tulangan pokok 16D-100. Struktur pilar dan pier head juga dilengkapi dengan tulangan sesuai kebutuhan. Fondasi *abutment* dan pilar menggunakan tiang pancang berdiameter 1 meter dengan kedalaman 15 meter dan jumlah tiang sebanyak 12.

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

ABSTRACK

The Sanggarahan Bridge in Kulon Progo features a superstructure design using PCI Girders with a total length of 60 meters and a width of 10 meters. This bridge connects Cankring and Cokrodipan, which are separated by the Sanggarahan River. The load planning follows SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016), and refers to the Practical Guide for Bridge Technical Design No.02/M/BM/2021. The structural analysis was conducted using SAP2000 and Microsoft Excel software.

The design uses prestressed concrete Girder-I type H-170 from WIKA Beton with a girder spacing of 1850 mm and concrete strength of f'c = 50 MPa. Each girder is equipped with four tendons, with a total of 60 strands. The bridge deck slab has a thickness of 0.25 meters, reinforced with D16-200 flexural reinforcement and D13-200 transverse reinforcement.

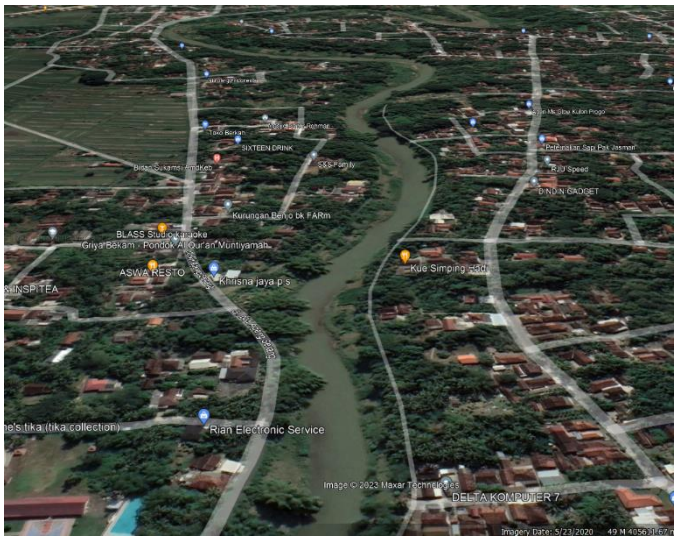
The superstructure is supported by two abutments and one pier. The reinforcement for the breast wall consists of 25D-50 main reinforcement, 16D-300 shear reinforcement, and 13D-300 confinement reinforcement. The upper back wall uses 16D-200 main reinforcement, while the lower back wall and wing wall use 16D-100 main reinforcement. The pier structure and pier head are also reinforced as required. The foundations for the abutments and pier use piles with a diameter of 1 meter, a depth of 15 meters, and a total of 12 piles.

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

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Sungai Sanggarahan, yang mengalir di daerah Kulon Progo, memisahkan wilayah Cangkring dan Cokrodipan. Dengan hanya dua jembatan yang terdekat, yaitu Jembatan Bendungan dan Jembatan Giripeni, akses antara kedua wilayah ini menjadi cukup sulit. Masyarakat Cangkring yang ingin menuju Jalan Purworejo-Wates bagian barat, atau sebaliknya, harus menempuh perjalanan memutar yang cukup jauh, melewati salah satu dari kedua jembatan tersebut yang terletak di selatan dan utara. Kondisi ini menyebabkan kurangnya efisiensi dalam mobilitas warga yang beraktivitas di antara kedua daerah tersebut.



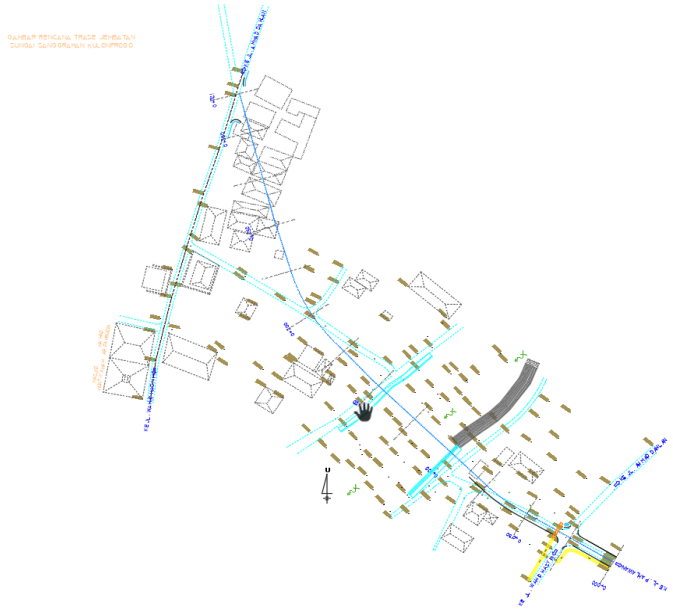
Gambar 1. 1 Gambar Sungai Sanggarahan
(Sumber: Google Earth, 2024)

Untuk mengatasi permasalahan ini, perlu dirancang trase jalan baru yang akan menghubungkan wilayah Cangkring dan wilayah Cokrodipan. Tantangan utama dalam pembuatan trase ini adalah keberadaan aliran Sungai Sanggrahan yang membentang cukup luas di antara kedua wilayah tersebut. Oleh karena itu, dibutuhkan pembangunan jembatan sebagai penghubung untuk mempermudah mobilisasi masyarakat setempat. Di bawah ini disajikan gambar rencana trase jalan

baru beserta titik-titik rencana pembangunan jembatan di Sungai Sanggrahan, Kulon Progo.



Gambar 1. 2 Rencana Trase Jalan
(Sumber: Google Earth, 2024)



Gambar 1. 3 Kondisi *Exisiting* Sungai dan Rencana Trase Jalan
(Sumber: Konsultan Perencana, 2023)

Trase jembatan ini dipilih karena sudah memiliki jalan eksisting yang sangat strategis, sehingga tidak memerlukan penggusuran rumah penduduk secara menyeluruh. Selain itu, trase ini mampu menghubungkan beberapa objek vital. Dari trase ini, diperoleh bentang total jembatan adalah sepanjang 60 meter.

Dalam Surat Edaran Bina Marga No. 05/SE/Db/2017, terdapat beberapa opsi yang dapat dipertimbangkan untuk menentukan jenis struktur atas jembatan. Pemilihan jenis struktur atas ini disesuaikan dengan panjang bentang jembatan. Dalam penelitian ini, total bentang jembatan adalah 60 meter, sehingga diperlukan pemasangan pilar di tengah bentang untuk menjamin keamanan struktur saat dilalui. Dengan adanya pilar tersebut, masing-masing bentang jembatan memiliki panjang sebesar 30 meter. Berdasarkan pedoman yang terdapat dalam Surat Edaran Bina Marga No. 05/SE/Db/2017, untuk bentang jembatan yang memiliki panjang antara 25 hingga 40 meter, direkomendasikan untuk menggunakan struktur atas dengan jenis gelagar I pratekan.

Dari permasalahan tersebut mendorong penulis untuk merancang jembatan tersebut menggunakan gelagar beton prategang tipe I, atau yang lebih dikenal sebagai PCI-Girder. Rancangan ini akan dibagi menjadi dua bentang, masing-masing sepanjang 30 meter. Menurut standar American Concrete Institute (ACI), beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal yang dirancang secara spesifik untuk mengimbangi tegangan akibat beban eksternal.

Beton prategang merupakan jenis konstruksi komposit yang terdiri dari beton dan baja mutu tinggi. Baja yang digunakan adalah kumpulan kabel baja yang dikelompokkan untuk membentuk tendon. Prinsip kerja beton prategang melibatkan penegangan tendon dengan cara menariknya, sehingga memberikan tegangan tekan pada penampang beton sebelum beban eksternal bekerja pada struktur tersebut.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dijelaskan, terdapat beberapa rumusan masalah yang menjadi fokus dalam tugas akhir ini. Masalah-masalah tersebut meliputi:

1. Bagaimana proses perencanaan struktur atas jembatan menggunakan teknologi PCI-Girder tipe H-170?
2. Berapa jumlah tendon prategang yang dibutuhkan untuk struktur atas jembatan dengan menggunakan PCI-Girder tipe H-170?

3. Bagaimana distribusi tegangan yang dihasilkan pada struktur atas jembatan jika menggunakan PCI-Girder tipe H-170?
4. Berapa jumlah penulangan yang diperlukan untuk menahan gaya-gaya yang bekerja pada struktur atas jembatan yang dirancang menggunakan PCI-Girder tipe H-170?
5. Bagaimana proses perancangan struktur abutment jembatan di Sungai Sanggarahan jika struktur atas direncanakan dengan teknologi PCI-Girder?
6. Apa saja beban yang mempengaruhi struktur *abutment* jembatan di Sungai Sanggarahan?
7. Berapa kebutuhan penulangan yang dibutuhkan untuk menangani gaya-gaya yang bekerja pada struktur abutment jembatan di Sungai Sanggarahan?
8. Jenis struktur fondasi apa yang paling sesuai untuk digunakan pada *abutment* dalam menanggung beban yang bekerja di atasnya?
9. Bagaimana tahapan perencanaan struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan jika menggunakan PCI-Girder pada struktur atas?
10. Beban-beban apa saja yang berpengaruh terhadap struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan?
11. Berapa kebutuhan penulangan yang dibutuhkan untuk menahan gaya-gaya yang bekerja pada struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan?
12. Jenis fondasi apa yang paling sesuai untuk mendukung pilar dalam menanggung beban yang bekerja di atasnya?

Pengembangan ini menekankan aspek perencanaan, kebutuhan material, distribusi beban, dan proses desain yang lebih terperinci, serta menyoroti pentingnya pemilihan fondasi yang tepat untuk menanggung beban struktur yang dirancang dengan teknologi PCI-Girder.

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah diuraikan, penelitian ini bertujuan untuk mencapai beberapa hal sebagai berikut:

1. Menganalisis proses perencanaan struktur PCI-Girder tipe H-170.

2. Menghitung kebutuhan tendon prategang yang diperlukan pada struktur atas jembatan PCI-Girder tipe H-170 dan juga untuk memastikan kestabilan struktur terhadap gaya prategang.
3. Mengetahui distribusi tegangan yang dihasilkan pada struktur atas jembatan PCI-Girder tipe H-170 dan juga untuk memastikan tegangan yang dihasilkan berada dalam batas aman.
4. Menentukan penulangan yang diperlukan dalam menahan gaya-gaya yang bekerja pada struktur atas jembatan yang dirancang dengan PCI-Girder tipe H-170 juga menjamin kapasitas penulangan yang cukup dalam menjaga kestabilan struktur.
5. Mengkaji proses perencanaan struktur *abutment* jembatan di Sungai Sanggarahan jika struktur atas menggunakan PCI-Girder, sehingga didapatkan desain *abutment* yang efisien dan sesuai standar yang berlaku.
6. Mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada struktur *abutment* jembatan di Sungai Sanggarahan juga mengetahui pengaruh beban-beban tersebut terhadap kinerja struktur *abutment.*
7. Menghitung kebutuhan penulangan yang dibutuhkan pada *abutment* jembatan di Sungai Sanggarahan berdasarkan gaya-gaya yang bekerja dan memastikan kekuatan daya dukung *abutment.*
8. Menentukan jenis fondasi yang paling cocok yang digunakan pada *abutment* jembatan, sehingga dapat menanggung beban secara efektif dan memastikan kestabilan pilar dalam jangka panjang.
9. Mengkaji proses perancangan struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan jika struktur atas menggunakan PCI-Girder, sehingga diperoleh desain pilar yang kuat dan sesuai kebutuhan.
10. Mengidentifikasi beban yang bekerja pada struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan dan untuk memahami distribusi beban dan pengaruhnya terhadap pilar.
11. Menghitung kebutuhan penulangan pada struktur pilar jembatan di Sungai Sanggarahan dan untuk menjamin kapasitas pilar dalam menahan beban yang bekerja.

12. Menentukan jenis fondasi yang paling cocok yang digunakan pada pilar jembatan, sehingga dapat menanggung beban secara efektif dan memastikan kestabilan pilar dalam jangka panjang..

1.4 Manfaat Peneltian

Penulisan tugas akhir ini memiliki berbagai manfaat yang signifikan, antara lain:

1. Bagi Penulis tugas akhir ini memberikan kesempatan yang berharga untuk memperdalam pemahaman mengenai perancangan struktur jembatan menggunakan beton prategang. Melalui penelitian ini, penulis dapat mengembangkan kemampuan teknis serta meningkatkan pemahaman tentang prinsip-prinsip keteknikan sipil yang lebih mendalam.
2. Sebagai alternatif desain penelitian ini juga menyediakan opsi desain yang dapat dipertimbangkan untuk pembangunan jembatan di Sungai Sanggarahan. Apabila dibutuhkan jembatan untuk mendukung mobilitas penduduk, hasil dari studi ini dapat menjadi acuan yang berharga dalam proses pengambilan keputusan.
3. Bagi pembaca dan mahasiswa studi ini diharapkan dapat memperkaya wawasan pembaca, khususnya mahasiswa, mengenai teknik sipil, terutama dalam hal perancangan jembatan dengan beton prategang. Selain itu, hasil penelitian ini juga dapat menjadi referensi yang berguna untuk penelitian lebih lanjut di masa depan.

1.5 Batasan Penelitian

Dalam penyusunan tugas akhir ini, diperlukan adanya batasan masalah untuk memastikan fokus penelitian tidak meluas, sehingga topik yang dibahas tetap spesifik dan terarah. Oleh karena itu, batasan-batasan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut

1. Jembatan akan dirancang sesuai dengan kelas A, dengan memperhitungkan beban kendaraan penuh, yaitu 100% dari muatan beban "T" dan 100% dari muatan beban lajur "D".

2. Struktur jembatan akan menggunakan gelagar I-Girder beton prategang dengan sistem balok sederhana. Panjang masing-masing bentang (span) direncanakan adalah 30 meter.
3. Perancangan jembatan yang melintasi Sungai Sanggarahan akan mencakup struktur atas dan struktur bawah jembatan. Struktur atas terdiri dari gelagar dan pelat jembatan, sedangkan struktur bawah meliputi *abutment*, pilar, dan fondasi jembatan.
4. Perencanaan Lalu Lintas Harian Rata-Rata (LHR) jembatan akan didasarkan pada asumsi tertentu terkait LHR berdasarkan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016).
5. Pembebanan jembatan direncanakan berdasarkan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016).
6. Perencanaan terhadap beban gempa mengikuti Standar Beban Gempa untuk Jembatan (SNI 2833:2016).
7. Perancangan struktur beton mengacu pada Standar Perancangan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNIT-12-2004).
8. Desain struktur atas mengikuti Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021.
9. Perencanaan ini tidak mencakup Rencana Anggaran Biaya (RAB).
10. Analisis pembebanan jembatan akan dilakukan menggunakan software SAP2000, sementara perhitungan rinci dibantu dengan Microsoft Excel.
11. Hasil perencanaan detail struktur jembatan akan digambar dengan menggunakan AutoCAD.
12. Penulangan pada gelagar tidak akan memperhitungkan faktor sambungan gelagar.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka adalah rangkuman dari berbagai pandangan, pendapat, dan hasil penelitian atau perancangan yang diambil dari berbagai sumber yang relevan, di mana sumber-sumber tersebut memiliki topik yang serupa dengan penelitian yang dilakukan oleh penulis. Tinjauan pustaka ini berfungsi sebagai referensi dalam merancang penelitian dan memberikan gambaran tentang perancangan yang akan dilakukan. Selain itu, tinjauan pustaka juga dapat berfungsi sebagai pembanding, yang diharapkan dapat meningkatkan kualitas penelitian dibandingkan dengan penelitian sebelumnya.

Dalam bab ini, penelitian-penelitian terdahulu yang memiliki kesamaan akan ditelaah kembali dan diuraikan untuk mengidentifikasi perbedaannya dengan penelitian yang sedang dilakukan. Dengan adanya tinjauan pustaka, penulis dapat memahami perbedaan dari masing-masing referensi sehingga dapat menghindari duplikasi.

2.2 Penelitian Terdahulu

2.2.1 Perencanaan Jembatan Beton Prategang Dengan Bentang 24 Meter Berdasarkan Standar Nasional Indonesia (SNI)

Penelitian yang dilakukan oleh Samsuardi Batubara dan Larno Simatupang pada tahun 2018 ini bertujuan untuk mengevaluasi desain struktur atas jembatan. Desain yang dikaji menggunakan PCI-Girder dengan bentang jembatan sepanjang 24 meter, mengikuti standar desain SNI-1725-2016. Berdasarkan hasil perencanaan dalam penelitian ini, untuk jembatan dengan bentang 24 meter, diperlukan PCI-Girder tipe H-160 dengan tiga tendon, di mana setiap tendon terdiri dari 12 strand berdiameter 12,7 mm.

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

Dalam penelitian ini, Dimas Apriyanto (2021) melakukan penelitian dengan fokus pada jembatan yang memiliki bentang sepanjang 80 meter. Karena tidak ada girder yang dirancang dengan lebar yang sesuai untuk bentang tersebut, peneliti memutuskan untuk membagi bentang menjadi dua bagian, masing-masing sepanjang 40 meter. Jembatan ini direncanakan menggunakan beton prategang, dan perencanaan strukturnya mengacu pada peraturan RSNI T-02-2005, SNI T-12-2004, serta ASTM A-416. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jembatan dirancang menggunakan PCI-Girder dengan jenis girder H-210 sebanyak 6 buah, dengan jarak antar as 1,85 meter.

2.2.3 Perancangan Ulang Jembatan Bae – Besito (Karangsambung) Dengan PCI-Girder

Penelitian yang dilakukan oleh Rangga Suseno pada tahun 2022 bertujuan untuk mencari alternatif desain jembatan Bae – Baesito di Karangsambung. Dalam penelitian ini, dihasilkan redesain jembatan menggunakan PCI-Girder dengan panjang bentang 35 meter, tinggi girder 210 cm, jarak antar girder 1,85 meter, dan mutu girder $f'c$=50 MPa. Untuk struktur bawah jembatan, penelitian ini merekomendasikan penggunaan *abutment* T terbalik, pilar jembatan dengan kolom tunggal, dan pondasi tipe tiang pancang dari WIKA Beton dengan diameter 0,8 meter sebanyak 30 buah. Penelitian ini mengacu pada standar SNI 1725:2016, SNI T-12-2004, dan SNI 2833:2016.

2.2.4 Perbandingan Penggunaan PCI-Girder H-210 Dan H-170 Pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSN

Penelitian dilakukan oleh Adam Muammad Himawan pada tahun 2022, penelitian ini bertujuan untuk mencari penggunaan dimensi PCI-Girder yang efesien dari bentang 40 m di jembatan HKSN. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini adalah PCI-Girder H-210 lebih unggul dibandingkan PCI-Girder H-170 dalam menahan beban lentur dan beban geser yang bekerja, dan jumlah tendon yang harus dibutuhkan oleh PCI-Girder H-210 lebih efisien 20% dibandingkan dengan PCI-Girder H-170.

2.3 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan kajian literatur yang dibahas pada bab sebelumnya, penelitian ini akan berfokus pada "Perencanaan Desain Jembatan Sungai Sanggarahan Kulon Progo Dengan Menggunakan Prestressed Concrete I Girder." Penelitian ini mengacu pada beberapa standar, termasuk Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016), Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004), dan Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan (SNI 2833-2016). Penelitian ini memiliki beberapa perbedaan dengan penelitian terdahulu, yang dapat dilihat secara rinci pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Sekarang dengan Penelitian Terdahulu

Nama Peneliti	**Samsuardi Batubara dan Larno Simatupang**	**Dimas Apriyanto dan Siswoyo**	**Adam Muhammad HImawawan**	**Rangga Suseno**	**Yahya Vitho Setiadi**
Tahun	2018	2021	2023	2023	2023
Judul Penelitian	Perancangan Jembatan Beton Prategang Berdasarkan SNI	Perencanaan Girder Jembatan Beton Prategang Jl. Raya Sememi Benowo Surabaya Section 0 - 152	Perbandingan Penggunaan PCI-Girder H-210 Dan H-170 Pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSN	Perancangan Ulang Jembatan Bae - Besito (Karangsambung) Dengan PCI-Girder	Perencanaan Desain Jembatan Sungai Sanggarahan Kulon Progo Dengan Menggunakan Prestressed Concrete I Girder
Desain	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas dan Bawah	Struktur Atas dan Bawah
Jenis Jembatan	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Sekarang dengan Penelitian Terdahulu

Nama Peneliti	**Samsuardi Batubara dan Larno Simatupang**	**Dimas Apriyanto dan Siswoyo**	**Adam Muhammad HImawawan**	**Rangga Suseno**	**Yahya Vitho Setiadi**
Profil Gelagar	I-Girder	I-Girder	I-Girder	I-Girder	I-Girder
Bentang Jembatan	24 m	40 m	40 m	35 m	30 m
Peraturan yang Digunakan	SNI 1725:2016	SNI T-12-2004, dan RSNI T-02-2005	SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan dan Panduan Bidang Jalan dan Jembatan No. 02/M/BM/2021.	SNI 1725:2016, SNI T-12-2004, dan SNI 2833:2016	SNI 1725:2016, SNI 2833:2018, dan SNI T-12 2004

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Pengertian jembatan secara umum adalah suatu bangunan konstuksi yang berfungsi untuk menghubungkan suatu daerah/wilayah/permukaan tanah yang terpisah akibat adanya rintangan yang dilaluinya. Rintangan tersebut dapat berupa sungai, lembah, jurang, kali, ataupun perlintasan tak sebidang lainnya.

Sedangkan menurut Ir. H. J. Struyk (1984) menyatakan jembatan merupakan suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau lalu lintas biasa).

Jembatan adalah sebuah struktur bangunan sipil yang memiliki karakteristik permanen, di mana perubahan atau modifikasi konstruksi tidak dapat dilakukan dengan mudah dan biasanya memerlukan biaya yang cukup besar. Umumnya, jembatan dirancang untuk memiliki masa layanan selama 75 tahun, kecuali untuk jenis jembatan tertentu seperti:

1. Jembatan yang dapat dibongkar dan dipasang kembali, atau yang bersifat sementara, umumnya memiliki umur rencana 20 tahun.
2. Jembatan dengan fungsi strategis atau jembatan khusus yang ditentukan oleh instansi berwenang, biasanya dirancang untuk berfungsi selama 100 tahun.

Penentuan umur masa layanan jembatan ini diatur oleh regulasi dari instansi yang berwenang, yang juga menetapkan standar kemampuan jembatan untuk menahan beban lalu lintas dan pentingnya pemeliharaan yang baik untuk memastikan keberlanjutannya.

3.2 Jenis Jembatan

Jembatan adalah elemen infrastruktur pentin dalam jaringan transportasi yang berperan sebagai penghubung antar wilayah, mempermudah mobilitas, dan mendukung kegiatan ekonomi serta sosial. Sebagai sebuah struktur yang harus

mampu menahan beban besar dan beragam kondisi cuaca, perancangan dan konstruksi jembatan sangat dipengaruhi oleh berbagai faktor, seperti fungsi, material, dan sistem struktur yang digunakan. Pengetahuan yang mendalam tentang berbagai jenis jembatan sangat penting untuk memastikan bahwa setiap jembatan yang dibangun dapat memenuhi kebutuhan teknis dan estetika, serta memperhitungkan aspek keselamatan dan keberlanjutan. Berikut merupakan jenis-jenis jembatan berdasarkan klasifikasinya.

1. Jenis jembatan berdasarkan fungsinya
    a. Jembatan pejalan kaki
    b. Jembatan kendaraan
    c. Jembatan kereta api
    d. Jembatan saluran air
2. Jenis jembatan berdasarkan materialnya
    a. Jembatan kayu
    b. Jembatan baja
    c. Jembatan beton
    d. Jembatan komposit
3. Jenis jembatan berdasarkan strukturnya
    a. Jembatan balok *(Beam Bridge)*
    b. Jembatan rangka *(Truss Bridge)*
    c. Jembatan lengkung *(Arch Bridge)*
    d. Jembatan gantung *(Suspension Bridge)*
    e. Jembatan kabel tetap *(Cable-Stayed Bridge)*

3.3 Bagian Jembatan

Terdapat beberapa bagian struktur pada jembatan, berikut adalah bagian-bagian utama pada struktur jembatan.

3.3.1 Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan adalah bagian paling atas dari jembatan yang langsung menerima beban, kemudian menyalurkan beban tersebut ke struktur bawah

jembatan. Bagian-bagian jembatan yang termasuk dalam kategori struktur atas antara lain sebagai berikut.

1. Lantai jembatan
2. Trotoar, bangunan pengaman, aspal
3. Gelagar
4. Diafragma
5. Perletakan struktur atau tumpuan

3.3.2 Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan adalah komponen yang bertugas menanggung semua beban yang berasal dari struktur atas jembatan, kemudian meneruskan atau menyalurkan beban tersebut melalui fondasi ke tanah dasar. Bagian-bagian jembatan yang termasuk dalam kategori struktur bawah antara lain sebagai berikut.

1. *Abutment* dan Pilar
2. Fondasi

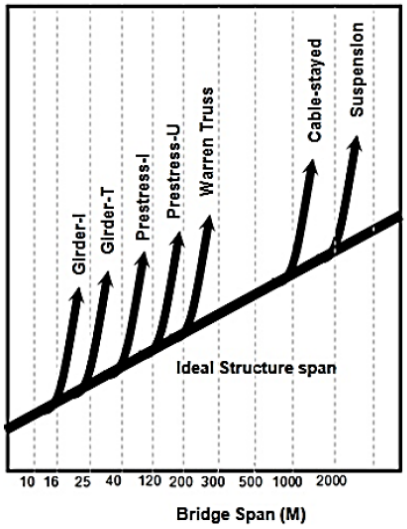
3.3.3 Jalan Pendekat (*Oprit*)

Jalan pendekat jembatan merupakan elemen penting dari struktur jembatan yang berfungsi sebagai penghubung antara jembatan dan jalan utama atau jaringan jalan di sekitarnya. Dibangun di kedua sisi jembatan, jalan pendekat ini dirancang untuk menyediakan akses yang aman dan nyaman bagi kendaraan dan pejalan kaki saat mereka mendekati dan meninggalkan jembatan.

Peran utama jalan pendekat meliputi menyediakan transisi yang mulus antara jembatan dan jalan, menjaga stabilitas serta keamanan lalu lintas, dan mengelola drainase untuk mencegah erosi serta genangan air di area sekitar jembatan. Bagian penting dari jalan pendekat biasanya terdiri dari *ramp* untuk menyesuaikan perbedaan ketinggian menuju jembatan, dinding penahan tanah untuk mencegah longsor, lapisan jalan yang kuat dan tahan lama, serta sistem drainase yang efisien guna menghindari kerusakan akibat air. Oleh karena itu, jalan pendekat jembatan memiliki peran penting dalam memastikan kelancaran dan keselamatan lalu lintas di sekitar jembatan.

3.4 Jenis Struktur Atas Jembatan

Dalam merancang struktur atas jembatan, penting untuk mempertimbangkan secara cermat jenis struktur yang akan digunakan. Jika jembatan yang dirancang tidak termasuk kategori jembatan khusus, pemilihan struktur atas dapat dilakukan dengan mengacu pada Standar Bina Marga. Panduan ini dijelaskan dalam Surat Edaran Bina Marga No. 05/SE/Db/2017, yang menyediakan rekomendasi dan pedoman teknis untuk menentukan jenis struktur atas yang sesuai bagi jembatan umum. Berikut ini adalah ilustrasi yang menunjukkan rekomendasi terkait pemilihan jenis struktur atas pada jembatan, berdasarkan pedoman tersebut.



0 - 15m	Flat Slab Beton	
10 - 18m	Gelagar Beton T	
18 - 25m	Modi Glg Beton T	
25 - 40m	Box Beton Bertulang	
25 - 40m	Gelagar I Pratekan	
40 - 300m	Box Free Cantilever	
40 - 200m	Rangka Baja	
150 - 400m	Pelengkung Baja	
200 - 500m	Cable-Stayed	
300 - 2000m	Gantung	

Gambar 3.1 Bentang Ekonomis Jembatan
(Sumber: Perencanaan Teknik Jembatan, 2010)

Berdasarkan gambar di atas, untuk struktur atas jembatan dengan bentang 30 meter, terdapat beberapa pilihan jenis struktur atas yang dapat digunakan, seperti Box Beton Bertulang atau Gelagar I Prategang. Dalam penelitian ini, struktur atas yang dipilih adalah Gelagar I Prategang. Pemilihan ini didasarkan pada pertimbangan efisiensi dan kekuatan struktural yang ditawarkan oleh Gelagar I Prategang untuk bentang sepanjang 30 meter.

3.5 Jembatan Gelagar

Jembatan gelagar adalah salah satu jenis jembatan yang paling sering digunakan saat ini, terutama karena kesederhanaan dan efisiensinya. Umumnya,

jembatan ini mengadopsi model struktural balok tipe *Simple Beam*. *Simple Beam* adalah model elemen struktur yang memiliki dua jenis tumpuan berbeda di setiap ujungnya: tumpuan sendi dan tumpuan *roll*. Tumpuan sendi mampu menahan beban baik secara vertikal maupun horizontal, tetapi tidak mampu menahan momen. Di sisi lain, tumpuan *roll* hanya bisa memberikan reaksi vertikal tanpa kemampuan untuk menahan beban horizontal. Kombinasi dari kedua jenis tumpuan ini memungkinkan jembatan gelagar untuk menyalurkan beban dengan cara yang sederhana namun efektif, menjadikannya pilihan yang populer dalam desain jembatan modern.

3.6 Prinsip Gelagar I Prategang

Menurut ACI (*American Concrete Institute*), beton prategang adalah beton bertulang yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa, sehingga dapat disimpulkan balok prategang adalah material komposit yang menggabungkan beton dan baja, dua bahan konstruksi dengan sifat mekanik yang saling melengkapi.

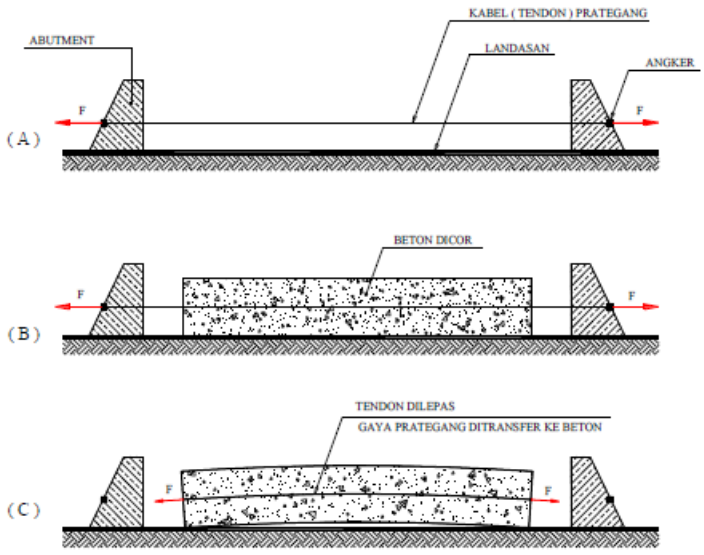
Beton dikenal memiliki kekuatan tekan yang sangat tinggi, tetapi memiliki kelemahan yang terletak pada kekuatan tariknya yang relatif rendah. Sebaliknya, baja memiliki kekuatan tarik yang sangat baik, mampu menahan beban yang menghasilkan tegangan tarik dengan efektif. Dengan mengombinasikan beton dan baja dalam balok prategang dapat menciptakan struktur yang memanfaatkan keunggulan dari kedua material tersebut. Dengan mengombinasikan kekuatan tekan dari beton dan kekuatan tarik dari baja. Hal ini membuat balok prategang menjadi solusi yang efisien dan kuat untuk berbagai aplikasi konstruksi yang memerlukan ketahanan terhadap berbagai jenis beban mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal.

Berdasarkan penjelasan di atas, beton prategang dapat didefinisikan sebagai jenis beton yang telah dirancang untuk menerima tegangan tertentu yang didistribusikan secara strategis, sehingga mampu menetralisir tegangan eksternal sesuai dengan perencanaan. Tegangan tekan yang terjadi dalam beton ini dihasilkan melalui proses prategang, di mana prinsip kerjanya melibatkan penggunaan tendon yang diberikan tegangan awal sebelum beton menanggung beban kerja. Tujuan dari

metode ini adalah untuk mengurangi atau bahkan menghilangkan tegangan tarik yang muncul saat beton mengalami beban, sekaligus menggantikan fungsi tulangan tarik pada struktur beton bertulang konvensional. Dengan demikian, beton prategang menawarkan keunggulan signifikan dalam meningkatkan kekuatan dan daya tahan struktur beton.

3.6.1 *Pratension Method*

Menurut (Miswar & Rusan Rangan, 2020) Pada metode ini baja prategang diberi gaya prategang dulu sebelum beton dicor, oleh karena itu disebut *pre-tension method*. Pelaksanaan pemberian prategang dengan cara pratarik *(pre-tension)* didefinisikan dengan memberikan prategang pada beton dimana tendon ditarik untuk ditegangkan sebelum dilakukan pengecoran adukan beton ke dalam bekisting yang telah disiapkan. Pelaksanaan cara pratarik ini, umumnya dilakukan pada suatu tempat khusus di lapangan pencetakan *(casting yard).*



Gambar 3.2 Sistem Pratarik Baja Prategang
(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

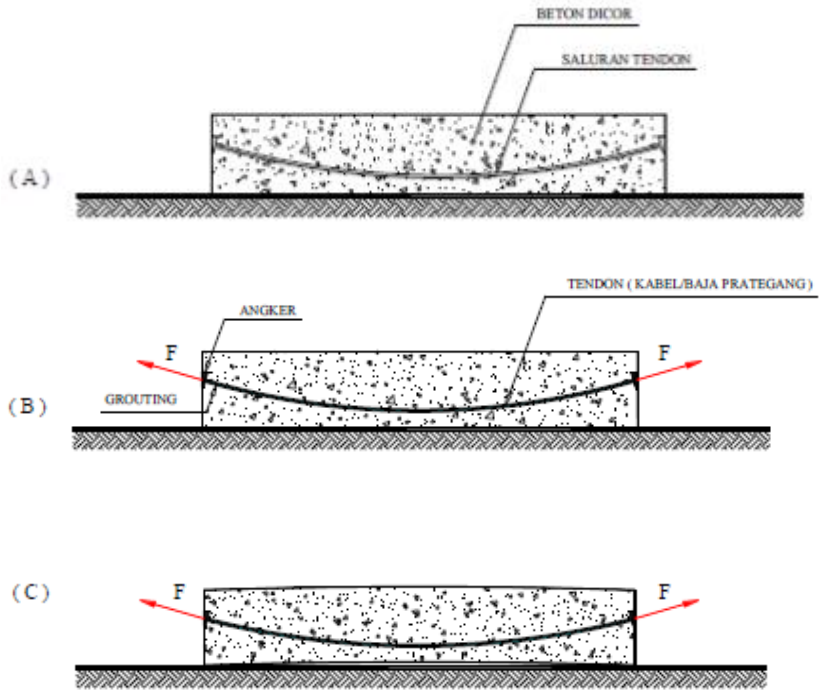
Proses pembuatan beton prategang terdiri dari beberapa tahap. Tahap pertama, kabel atau tendon prategang ditarik dan diberi tegangan prategang, kemudian ditambatkan pada sebuah abutmen yang tetap (gambar 16A).

Tahap kedua, beton dicor ke dalam cetakan dan landasan yang sudah dipersiapkan sedemikian rupa sehingga menutupi tendon yang telah ditarik dan diberi tegangan prategang. Setelah itu, beton dibiarkan mengering (gambar 16B).

Tahap ketiga, setelah beton mengering dan memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan tegangan prategang, tendon dipotong dan dilepaskan, sehingga tegangan prategang tersebut dialihkan ke beton (gambar 16C).

Setelah gaya prategang diterapkan pada beton, balok beton akan melengkung ke atas, menciptakan efek angkat sebelum menghadapi beban kerja. Ketika beban kerja mulai bekerja, balok beton ini secara bertahap akan kembali ke posisi rata, menunjukkan kemampuan struktur untuk menyesuaikan dan menyeimbangkan tekanan yang diterimanya.

3.6.2 *Post Tension Method*



Gambar 3.3 Pasca Tarik Baja Prategang
(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

Proses prategang beton melalui beberapa tahap yang penting. Tahap pertama dimulai dengan menyiapkan cetakan *(formwork)* yang dilengkapi dengan saluran atau selongsong untuk kabel prategang (tendon *duct)* yang dipasang sesuai lengkungan bidang momen balok. Setelah itu, beton dicor ke dalam cetakan ini.

Tahap kedua dilakukan setelah beton mencapai usia dan kekuatan yang cukup untuk menahan gaya prategang. Pada tahap ini, tendon atau kabel prategang dimasukkan ke dalam selongsong dan ditarik untuk menciptakan gaya prategang.

Metode ini biasanya melibatkan pemasangan angkur pada salah satu ujung kabel dan penarikan ujung lainnya, atau penarikan dari kedua sisi secara bersamaan sebelum diangkur. Setelah tendon diangkur, saluran kemudian diisi dengan *grouting* melalui lubang yang telah disiapkan.

Tahap ketiga terjadi setelah tendon diangkur, di mana balok beton mulai menerima tekanan dari gaya prategang yang telah ditransfer. Karena tendon dipasang dengan lengkungan, gaya prategang ini memberikan beban merata ke balok dengan arah ke atas, yang akhirnya menyebabkan balok melengkung ke atas.

3.7 Pembebanan Jembatan

Dalam merencanakan jembatan pembebenanan-pembenanan yang terdapat pada jembatan merupakan hal yang perlu diperhatikan, karenan besarnya kebutuhan dimensi dan penulangan yang digunakan didapatkan dari hasil besarnya beban yang bekerja pada jembatan. Pembebanan dalam merencanakan desain jembatan diatur dalam SNI 1725:2016 sebagai berikut.

3.7.1 Beban Primer

Beban utama pada jembatan terdiri dari gabungan berat komponen-komponen struktural dan nonstruktural. Ketika menerapkan faktor beban normal dan faktor beban yang sudah dikurangi, semua komponen ini harus diperlakukan sebagai satu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan. Menurut SNI 1725:2016 (Nasional, 2016),berat isi untuk beban mati ditentukan berdasarkan jenis material yang digunakan.

Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces*)	22	2245
2	Besi tuang *(cast iron)*	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan *(compacted sand, silt, or clay)*	17,2	1755

Lanjutan Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
4	Kerikil dipadatkan *(rolled gravel, macadam, or ballast)*	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal *(asphalt concrete)*	22	2245
6	Beton ringan *(low density)*	12,25 – 19,6	1250 - 2000
7	Beton f'c < 35 MPa	22 - 25	2320
	35 < f'c <105 MPa	22 + 0,022 f'c	2240 + 2,29 f'c
8	Baja *(steel)*	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras *(hard wood)*	11	1125

Sumber*:* SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

Dalam(Badan Standarisasi Nasional, 2016), terdapat dua jenis beban mati, yaitu berat sendiri (MA) dan beban mati tambahan (MA). Penjelasan mengenai kedua jenis beban ini adalah sebagai berikut.

1. Berat Sendiri (MS)

   Tabel 3.2 menunjukkan faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri, yang mencakup berat bagian tersebut dan elemen struktural lainnya yang dipikulnya, termasuk berat bahan dan bagian jembatan sebagai elemen struktural, serta elemen nonstruktural yang dianggap tetap.

Tabel 3.2 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layanan (γ^{S}_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MS})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1	1,1	0,9
	Alumunium	1	1,1	0,9
	Beton Pracetak	1	1,2	0,85

Lanjutan Tabel 3.1 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layanan (γ^{S}_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MS})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Beton dicor di tempat	1	1,3	0,75
	Kayu	1	1,4	0,70

Sumber*:* SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk beban pada jembatan, yang merupakan elemen nonstruktural, dan dapat berubah seiring bertambahnya usia jembatan. Dengan adanya persetujuan instansi yang berwenang, nilai faktor beban mati tambahan dapat berbeda dari nilai yang tercantum pada Tabel 3.3 dalam kasus tertentu. Pengawasan instansi ini akan memastikan bahwa beban mati tambahan tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layanan (γ^{S}_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MS})	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1[(1)]	2	0,7
	Khusus (Terawasi)	1	1,4	0,8
Catatan [(1)]: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

3.7.2 Beban Lajur

Dalam perencanaan jembatan, beban lalu lintas meliputi beban lajur "D" dan beban truk "T." Beban lajur "D" berfungsi di seluruh lebar jalur kendaraan dan meniru dampak iring-iringan kendaraan nyata pada jembatan. Besarnya beban lajur "D" bergantung pada lebar jalur kendaraan. Sementara itu, beban truk "T" terdiri

dari kendaraan berat dengan tiga gandar yang ditempatkan di berbagai posisi di lajur lalu lintas rencana. Setiap gandar memiliki dua area kontak pembebanan yang dirancang untuk mereplikasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" yang ditempatkan di setiap lajur lalu lintas rencana.

Dalam analisis jembatan dengan bentang sedang hingga panjang, beban "D" biasanya menjadi faktor utama, sedangkan beban "T" lebih relevan untuk lantai kendaraan dan jembatan dengan bentang pendek. Dalam kondisi tertentu, nilai beban "D" dapat disesuaikan, baik ditingkatkan maupun dikurangi (SNI 1725:2016 Pasal 8.5).

1. Beban Lajur “D” (TD)

   Seperti yang ditunjukkan dalam Gambar .., beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang dikombinasikan dengan beban garis (BGT). Tabel 3.4 menunjukkan faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D".

Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Beban Lajur “D”

Tipe Beban	**Jembatan**	**Faktor Beban (γ_{TD})**	
		Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{TD})	**Keadaan Batas Ulitimit (γ^{U}_{TD})**
Transien	Beton	1	1,8
	Boks Girder Baja	1	2

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

Beban yang terdistribusi secara merata (BTR) memiliki intensitas sebesar q kPa, di mana nilai q dipengaruhi oleh panjang total L yang menerima beban tersebut, yang dapat dinyatakan sebagai berikut.

Jika $L \leq 30$ m: $q = 9$ kPa (3.1)

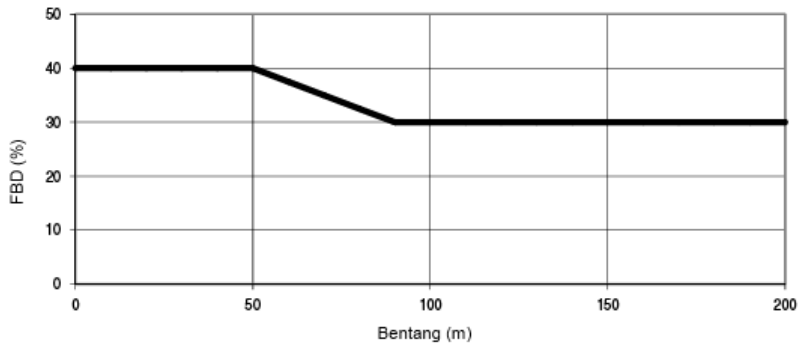
Jika $L > 30$ m: $q = 9\ (0{,}5 + \frac{15}{L})$ kPa (3.2)

Keterangan:

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

L = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Besarnya BGT yang berasal dari beban lajur "D" dan beban roda truk "T" harus cukup untuk memungkinkan adanya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan, dengan mengalikan faktor FBD. Penambahan nilai ini diungkapkan dalam bentuk fraksi dari beban statis. Faktor FBD ini diterapkan pada kondisi batas daya layan dan batas ultimit. Untuk beban lajur "D", nilai FBD bergantung pada panjang bentang ekuivalen, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.6. Pada jembatan dengan bentang tunggal, panjang bentang ekuivalen sama dengan panjang bentang sebenarnya. Sementara itu, BTR dari beban lajur "D" tidak dikalikan dengan FBD. Rumus berikut memberikan panjang bentang ekuivalen LE untuk jembatan dengan bentang menerus.



Gambar 3.4 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban T Untuk Pembebanan
Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

2. Beban Truck “T” (TT)

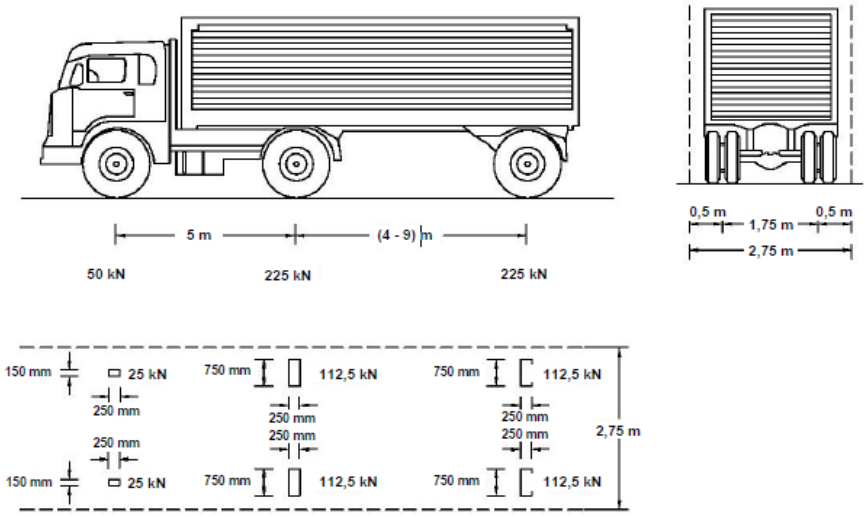
Tabel 3.5 menampilkan faktor beban untuk beban truk "T", yang berfungsi sebagai beban tambahan lalu lintas selain dari beban "D". Beban truk "T" tidak boleh diterapkan bersamaan dengan beban "D", tetapi bisa digunakan untuk menghitung struktur lantai.

Tabel 3. 5 Faktor Beban Untuk Beban “T”

Tipe Beban	**Jembatan**	**Faktor beban**	
		Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{TT})	**Keadaan Batas Layan (γ^{U}_{TT})**
Transien	Beton	1	1,8
	Boks Girder Baja	1	2

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan)

Gambar 3.7 menggambarkan berat truk "T", yang merupakan truk semitrailer dengan setiap gandar memiliki berat yang sama, serta menunjukkan area kontak antara roda dan permukaan lantai.



Gambar 3.5 Pembebanan Truk "T"
(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan)

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.7, pembebanan truk "T" terdiri dari truk semi-trailer yang memiliki konfigurasi dan berat gandar yang identik. Berat pada masing-masing gandar dibagi menjadi dua beban yang seimbang, yang merupakan area kontak antara roda dan permukaan jalan. Untuk menghasilkan dampak maksimum pada arah jembatan, jarak antara dua gandar ini dapat diubah dari 4,0 meter hingga 9,0 meter.

3.7.3 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

Semua jalur yang direncanakan sesuai dengan Pasal 8.2 (Badan Standarisasi Nasional, 2016)dan memiliki lalu lintas searah harus dilengkapi dengan gaya rem ini. Gaya ini dianggap beraksi secara horizontal pada ketinggian 1800 mm dari permukaan jalan untuk masing-masing arah longitudinal, dan yang paling menentukan akan dipilih. Untuk menghitung gaya rem pada jembatan yang akan diubah menjadi satu arah, semua jalur yang direncanakan harus dibebani secara

bersamaan. Untuk tujuan ini, faktor kepadatan jalur yang diatur dalam Pasal 8.4.3 SNI 1725:2016 digunakan. Tabel faktor kepadatan jalur dapat dilihat sebagai berikut.

Tabel 3.6 Faktor Kepadatan Lajur (m)

Jumlah Lajur Yang dibebani	Faktor Kepadatan Lajur
1	1,2
≥ 2	1

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

3.7.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016), disebutkan bahwa setiap bagian trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600 mm harus dirancang untuk menahan beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan harus dianggap berfungsi bersama dengan beban kendaraan di setiap lajur. Namun, jika trotoar tersebut dapat diakses oleh kendaraan, beban pejalan kaki tidak perlu diperhitungkan bersamaan dengan beban kendaraan. Untuk perencanaan bagian jembatan lainnya, beban hidup kendaraan harus ditempatkan pada jarak 250 mm dari tepi parapet jika trotoar tersebut diharapkan akan digunakan sebagai lajur kendaraan di masa depan. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu diperhitungkan.

3.7.5 Beban Temperatur (*Eun*)

Deformasi yang disebabkan oleh perubahan suhu yang merata dapat dihitung menggunakan metode yang diuraikan dalam bagian ini. Metode ini dapat diterapkan pada perencanaan jembatan dengan gelagar beton atau baja. Suhu minimum dan maksimum yang tercantum dalam Tabel 3.7 harus digunakan sebagai $T_{mindesign}$ dan $T_{maxdesign}$ dalam persamaan ini untuk menghitung dampak deformasi akibat perbedaan suhu. Perbedaan suhu minimum dan maksimum ini, bersama dengan suhu nominal yang diasumsikan dalam perencanaan, harus dipertimbangkan.

Tabel 3.7 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nomininal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-Rata minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-Rata maksimu
Lantai btoen di atas gekagar atau book beton	15˚C	40˚C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15˚C	40˚C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja	15˚C	40˚C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

3.7.6 Beban Angin Pada Struktur (EWs)

1. Tekanan Angin Horizontal

   Angin rencana dengan kecepatan dasar (VB) 90–126 km/jam dianggap sebagai penyebab tekanan angin. Angin harus didistribusikan secara merata pada permukaan yang terekspos. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing, yang diposisikan tegak lurus terhadap arah angin. Untuk menghasilkan efek yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau bagian-bagiannya, arah ini harus diubah. Perencanaan dapat mengabaikan area yang tidak berkontribusi.

   Kecepatan angin rencana (V_{DZ}) untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau air harus dihitung dengan persamaan berikut:

   $$V_{DZ}=2{,}5\ V_O \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_O}\right) \qquad (3.3)$$

   Keterangan:

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

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

V_B = adalah kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm, yang akan menghasilkan tekanan seperti yang disebutkan dalam 9.6.1.1 dan Pasal 9.6.2.

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

V_O = adalah kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 28, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_O = adalah panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi,ditentukan pada Tabel 28 (mm)

Adapun V_{10} dapat diperoleh dari:

a. Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagi periode ulang
b. Survei angin pada lokasi jembatan
c. Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengamsusikan bahwa $V_{10} = V_B$ = 90 s/d 126 km/jam.

Berikut adalah Tabel 3.8 di bawah ini menunjukkan nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu.

Tabel 3. 8 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Varias Kondisi Permukaan Hulu

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

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

Perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin pada kendaraan. Kecuali diatur secara khusus dalam Pasal 9.63 SNI 1725:2016, arah angin rencana dianggap horizontal. Jika tidak ada data yang lebih akurat,

tekanan angin rencana dalam MPa dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

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

Keterangan:

P_B = Tekanan angin dasar.

Adapun tekanan angin dasar PB dapat ditentukan dengan Tabel () berikut ini.

Tabel 3.9 Tekanan Angin Dasar

Kompenen Bangunan Atas	**Angin Tekan (MPa)**	**Angin Hisap (MPa)**
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

Untuk struktur rangka dan pelengkung, gaya beban angin total harus setidaknya 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap. Untuk balok atau gelagar, gaya beban angin juga tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm. Tekanan angin dasar ditetapkan sebesar 0,0019 MPa untuk gaya angin yang langsung mempengaruhi struktur bawah. Apabila gaya angin tidak bekerja tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang tegak lurus terhadap tepi dan bagian depan bangunan. Perencana harus memperhitungkan gaya angin ini bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada superstruktur.

2. Tekanan Angin Vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis Panjang jembatan mewakili gaya angin vertikal ke atas sebesar 9,6×10-4 MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk tembok pembatas dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Kondisi Batas Kuat III dan Pelayanan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya longitudinal mempunyai titik tangkapan pada seperempat lebar jembatan dan

bekerja. Pembahasan beban angin lebih rinci dijelaskan dalam SNI 1725:2016 Pembeban untuk Jembatan.Setelah mendapatkan tekanan angin, selanjutnya beban angin pada sturktur (EW_S) dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini.

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

Keterangan:

PD = Tekanan angin rencana.

HB = Tinggi struktur jembatan.

HBR = Tinggi barrier jembatan.

LB = Panjang bentang jembatan.

3.7.7 Beban Gempa (EQ)

1. Beban Gempa Lateral

Dalam merencanakan jembatan, jembatan harus direncanakan meminimalkan kemungkinan runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Dalam beberapa situasi, struktur mungkin perlu diganti secara parsial atau penuh. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang.Pihak yang berwenang dapat menetapkan kinerja yang lebih baik, seperti kinerja operasional.

Beban gempa dihitung secara horizontal berdasarkan perkalian antara koefesien respons elastic (C_{SM}) dengan berat struktur ekivalen, kemudian dimodifikasi dengan faktor r modifikasi respons (R_d) dengan rumus sebagai berikut ini.

$$E_Q=\frac{C_{SM}}{R_d}\times W_t \qquad (3.5)$$

Keterangan:

E_Q = Adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{SM} = Adalah koefisien respons gempa elastis

R_d = Adalah faktor modifikasi respons

W_t = Adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Berdasarkan luas wilayah gempa dan antisipasi durasi ulang gempa, peta percepatan batuan dasar dan spektrum percepatan digunakan untuk menentukan koefisien respon elastis Csm. Sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan, koefisien percepatan yang dihitung dari peta seismik diperkuat dengan faktor amplifikasi berdasarkan kondisi tanah.

2. Gaya Gempa Vertikal

   Dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016) struktur atas jembatan dianggap mengalami gerakan naik dan turun agar tidak terhempas ke atas. Jika gaya gempa vertikal adalah gaya angkat yang efektif, perangkat penahan harus dirancang untuk menahan tingkat tertinggi dari:

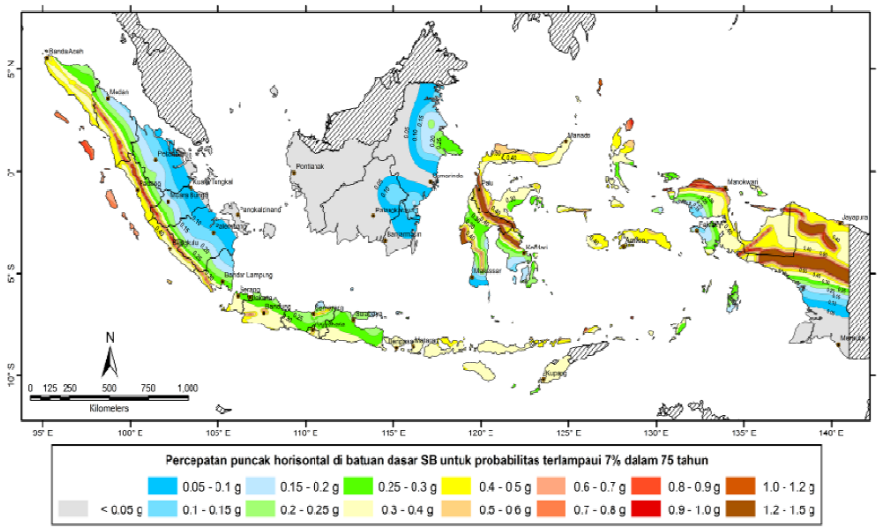
   a. 120% dari perbedaan antara gaya gempa vertikal dan reaksi akibat beban permanen, atau
   b. 10% reaksi akibat beban permanen.

3. Peta Gempa

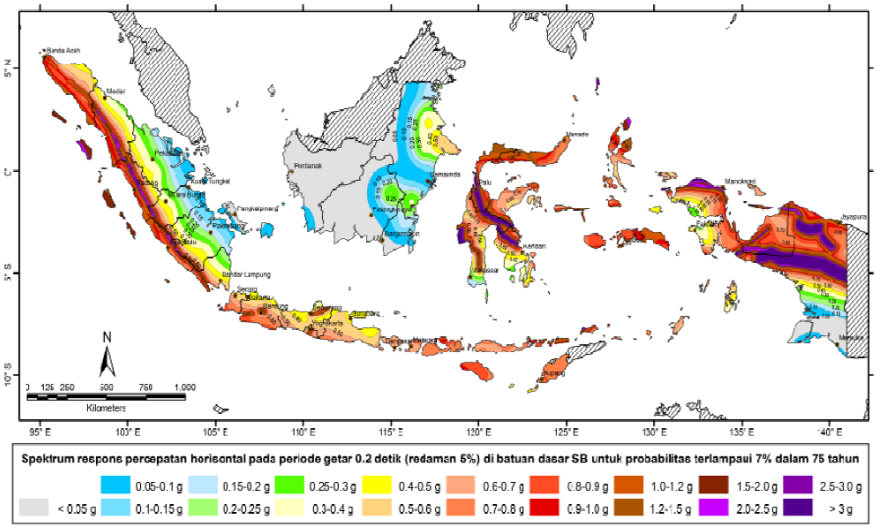
   Dalam ketentuan ini, peta gempa meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar. PGA menunjukkan tingkat bahaya (potensi bahaya) gempa selama 1000 tahun, dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Berikut adalah gambar dan penjelsan peta gempa.

Tabel 3. 10 Penjelesan Peta Gempa

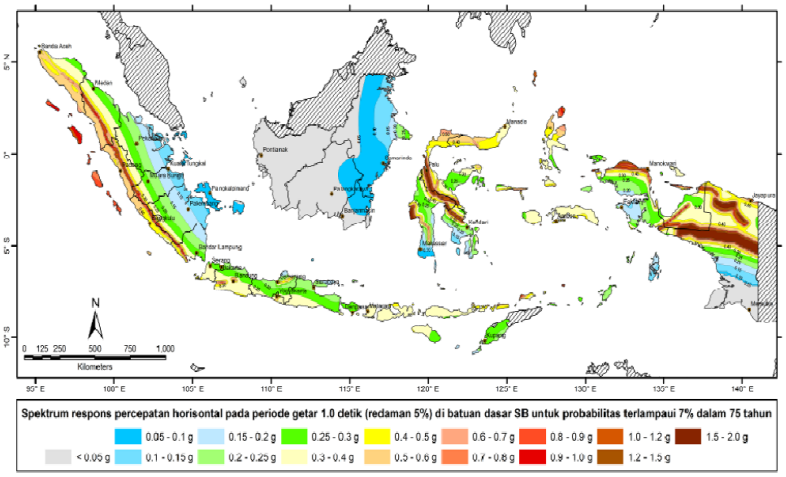
No.	No. Gambar	Level Gempa	Ketereangan
1.	3.8	7% dalam 75 tahun (gempa ≈ 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2.	3.9		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (Ss)
3.	3.10		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S1)



Gambar 3. 6 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 3. 7 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)



Gambar 3.8 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)

4. Kelas Situs

Menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2016) klasifikasi situs untuk lapisan tanah dengan ketebalan 30 meter ditentukan berdasarkan korelasi hasil penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.11

Tabel 3.11 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	$175 < \bar{V}_S \leq 350$	$15 < \bar{N} \leq 50$	$50 < \bar{S}_U \leq 100$
E. Tanah Sedang	$\bar{V}_S < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_U < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_U < 25$ kPa		

Lanjutan Tabel 3.11 Kelas Situs

Kelas Situs	
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: − Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah − Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) − Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7,5m dengan PI > 75) − Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m

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

Catatan: N/A = Tidak dapat digunakan

5. Faktor Situs

Nilai faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek (T=0,2 detik), dan periode 1 detik diperlukan untuk mengukur respon spektra di permukaan tanah. Faktor amplifikasi ini terdiri dari faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Nilai-nilai F_{PGA}, F_a, dan F_v diberikan dalam Tabel 3.12 dan Tabel 3.13

Tabel 3.12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	**PGA ≤ 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	1	1	1	1

Lanjutan Tabel 3.12 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik (FPGA/Fa)

Kelas situs	**PGA ≤ 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 $S_s \geq 1.25$**
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1	1
Tanah Sedang (SD)	1.6	1,4	1,2	1,1	1
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)

Keterangan:

PGA = adalah percepatan puncak batuan dasar sesuai petapercepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun Gambar 3.8.

S_S = adalah parameter respons spektra percepatan gempauntuk periode pendek (T=0,2 detik) denganprobabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 3.9

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

Tabel 3.13 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 Detik (F_v)

Kelas situs	**S1 ≤ 0,1**	**S1 ≤ 0,2**	**S1 ≤ 0,3**	**S1 ≤ 0,4**	**S1 ≤ 0,5**
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1

Lanjutan Tabel 3.14 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 Detik (F_v)

Kelas situs	S1 ≤ 0,1	S1 ≤ 0,2	S1 ≤ 0,3	S1 ≤ 0,4	S1 ≤ 0,5
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

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

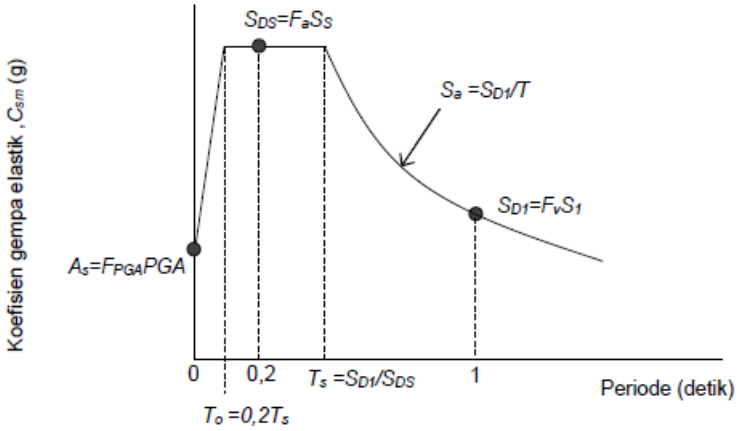
Keterangan:

S_1 = adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 3.10

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

6. Respon Spektra

Spektra respons adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari sistem dengan satu derajat kebebasan pada berbagai frekuensi alami (atau periode alami) yang dipengaruhi oleh getaran tanah. Untuk keperluan praktis, spektra respons disajikan dalam bentuk yang telah disederhanakan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.11.



Gambar 3.9 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah
(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016)

Respon spektrum di permukaan tanah dihitung berdasarkan tiga nilai percepatan maksimum yang merujuk pada peta seismik Indonesia dengan kemungkinan terjadinya lebih dari 7% dalam rentang waktu 75 tahun (PGA, SS, dan S1), serta melibatkan faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Adapun formulasi respon spektrum adalah sebagai berikut.

$$A_S=F_{PGA}\times PGA \quad (3.6)$$

$$S_{DS}=F_a\times S_S \quad (3.7)$$

$$S_{D1}=F_V\times S_1 \quad (3.8)$$

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

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 tahu

7. Koefesien Respons Gempa Elstis (C_{sm})

a. Untuk periode lebih kecil dari T_0, koefisien respons gempa elastik (Csm) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm}=(S_{DS}- A_S)\ \frac{T}{T_0}+A_s \quad (3.9)$$

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 S_{DS}.

c. Untuk periode lebih besar dari T_S, koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.10)$$

Keterangan:

S_{DS} = adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek (T=0,2 detik).

S_{D1} = adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

T_0 = 0,2 T_S

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

8. Zona Gempa

Jembatan harus diklasifikasikan ke dalam salah satu dari empat zona gempa yang ditentukan berdasarkan percepatan spektrum untuk periode 1 detik (S_{D1}) sesuai dengan tabel di bawah ini.

Jembatan harus ditetapkan dalam salah satu dari empat zona gempa yang ditentukan oleh spectra percepatan periode 1 detik (S_{D1}) sesuai dengan tabel di bawah ini.

Tabel 3.15 Zona Gempa

Koefesien 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)

9. Faktor Modifikasi Respon (*R*)

Tabel 3.14 menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan sebagai acuan dalam menentukan metode analisis, panjang minimum tumpuan, rincian perencanaan kolom, serta prosedur untuk desain fondasi dan kepala jembatan.

Catatan: $S_{D1} = F_v \times S_1$

S_{D1} = adalah nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

Fv = adalah nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

S_1 = adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1,0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Gambar 3.7).

Tabel 3.15 dan Tabel 3.16 membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R) untuk menetapkan gaya gempa yang akan diterapkan pada struktur bawah bangunan. Hubungan monolit antara elemen-elemen struktur atau antar struktur, seperti sambungan antara kolom dan fondasi telapak, dapat dirancang untuk menahan gaya maksimum yang dihasilkan.

Tabel 3.16 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan Bawah	**Kategori Kepentingan**		
	Sangat Penting	**Penting**	**Lainya**
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5

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

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar.

Tabel 3.17 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

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

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

10. Kombinasi Beban Gempa

Untuk menggunakan gaya gempa elastis pada struktur jembatan, dua tinjauan pembebanan berikut harus digabungkan:

a. 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
b. 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

Oleh karena itu, kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut apabila diterapkan dengan mempertimbangkan variasi arah:

$$DL + \gamma_{EQ} LL + EQ_x \pm 0{,}3\, EQ_y \quad (3.11)$$

$$DL + \gamma_{EQ} LL + EQ_y \pm 0{,}3\, EQ_x \quad (3.12)$$

Keterangan:

DL = adalah beban mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} = adalah faktor beban hidup kondisi gempa

γ_{EQ} = 0,5 (jembatan sangat penting)

γ_{EQ} = 0,3 (jembatan penting)

γ_{EQ} = 0 (jembatan lainnya)

LL = adalah beban hidup yang bekerja (kN)

EQ_x = adalah beban gempa yang bekerja pada arah x

EQ_y = adalah beban gempa yang bekerja pada arah y

3.7.8 Beban Akibat Tekanan Tanah

Menurut (Badan Standarisasi Nasional, 2016), perhitungan koefisien tekanan nominal tanah didasarkan pada sifat-sifat tanah yang diukur dan diuji baik di laboratorium maupun di lapangan. Sifat-sifat tersebut meliputi kohesi, sudut geser dalam, kepadatan, dan kadar air. Berikut merupakan faktor-faktor beban yang digunakan.

Tabel 3.18 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	**Faktor Beban (γ_{TA})**			
	Kondisi Batas Layan (γ^{S}_{TA})		**Kondisi Batas Layan (γ^{U}_{TA})**	
	Tekanan Tanah		**Biasa**	**Terkurang**
Tetap	Tekanan Tanah Vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan Tanah Lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	[1]	
Catatan [1]: Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

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

1. Tekanan Tanah Aktif

   Berdasarkan (Badan Standarisasi Nasional, 2016) tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

   $$P_a = K_a \times \gamma_S \times z + 2c\sqrt{ka} \quad (3.13)$$

   Keterangan:

   P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m2)

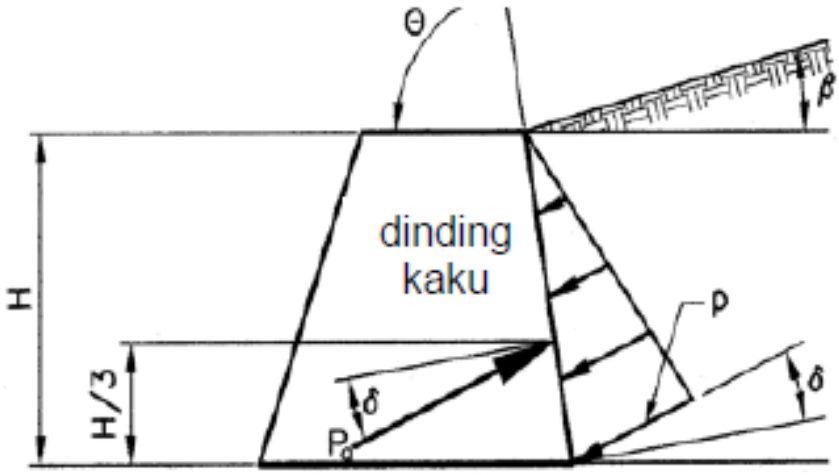
   γ_S = Berat jenis tanah (kN/m3)

z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

c = Kohesi tanah (kN/m2)

K_a = Koefisien tekenan tanah aktif

Untuk menghitung koefisien tekanan tanah aktif, berikut adalah notasi yang diperlukan.



Gambar 3.10 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Coulomb
(*Sumber:* SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan)

Koefisien tekanan tanah lateral aktif dapat dihitung dengan cara berikut:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi'_f)}{\Gamma\left[\sin^2\theta(\theta-\delta)\right]} \quad (3.14)$$

Dengan,

$$\Gamma = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi'_f+\delta)\sin(\phi'_f-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2 \quad (3.15)$$

Keterangan:

δ = adalah sudut geser antara urukan dan dinding (°), nilai δ diambil melalui pengujian laboratorium atau bila tidak memiliki data yang akurat dapat mengacu pada Tabel 3.18

β = adalah sudut pada urukan terhadap garis horizontal (°)

θ = adalah sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (°)

ϕ'_f = adalah adalah sudut geser efektif tanah (°)

Tabel 3.19 Sudut Geser Berbagai Material (*US Department of the Navy, 1982a)*

Material	Sudut Geser δ (°)
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 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

*: Sudut geser pada Tabel 3.18 hanya dapat digunakan bila tidak diperoleh data karakteristik tanah untuk mendukung analisis geoteknik

2. Tekanan Tanah Pasif

Berdasarkan (Badan Standarisasi Nasional, 2016)tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$P_p = K_p \times \gamma_S \times z + 2c\sqrt{Kp} \quad (3.16)$$

Dengan,

$$K_p = \frac{1}{Ka} \quad (3.17)$$

Keterangan:

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m^2)

γ_S = Berat jenis tanah (kN/m^3)

z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

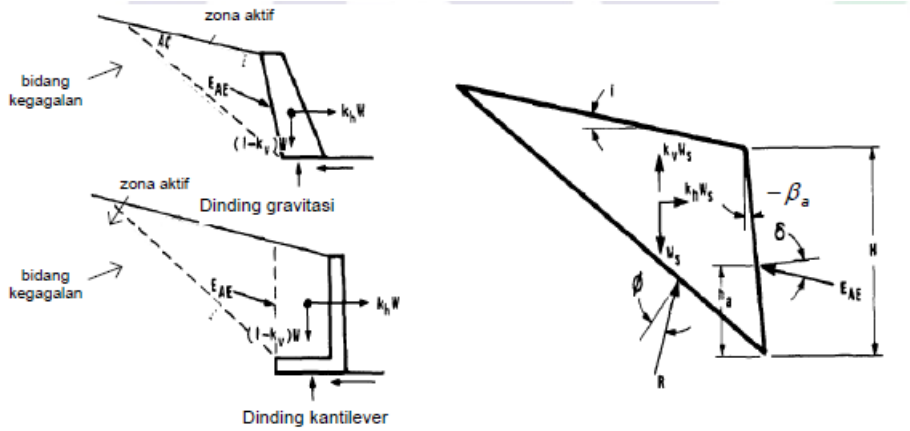
K_p = Koefisien tekenan tanah pasif

3.7.9 Tekanan Tanah Akibat Gempa

Metode pseudostatis yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe memungkinkan perhitungan tekanan tanah lateral akibat gempa. Pendekatan ini didasarkan pada beberapa asumsi dasar, yaitu:

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 Φ
3. Timbunan tidak jenuh sehingga tidak ada pengaruh likuifaksi

Pada Gambar 3.13 ditampilkan keadaan kesetimbangan gaya di area belakang kepala jembatan. Persamaan untuk gaya tekan tanah yang disebabkan oleh gempa (E_{AE}) adalah sebagai berikut.



Gambar 3.11 Diagram Keseimbangan Gaya Pada Dinding Penahan
(*Sumber:* SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan)

$$E_{AE}=\frac{1}{2}\gamma H_t^2\,(1-K_V)K_{AE} \qquad (3.18)$$

Dengan nilai koefesien tekanan aktif seismic (K_{AE}) adalah

$$K_{AE}=\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta_a)}{\cos\ \theta\cos^2\beta_a\cos(\delta+\theta+\beta_a)}\ x\left(a+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\phi+\theta+\beta_a)\cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2} \quad (3.19)$$

Untuk komponen tekanan tanah pasif yang berpotensi mendorong tanah timbunan adalah sebagai berikut:

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

Dengan nilai koefisien tekanan pasif seismik (KPE) adalah,

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

Keterangan

γ = Berat jenis tanah (kN/m^3)

H_t = Tinggi tanah (m)

ϕ = Sudut geser internal tanah (°)

θ = arc tan(k_h/(1-k_v)) (°)

k_h = koefisien percepatan horizontal

k_v = koefisien percepatan horizontal

i = sudut kemiringan timbunan (°)

β_a = kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal (°)

Dimana k_h adalah,

$$k_h=0{,}5\ x\ A_s \quad (3.22)$$

Dalam konteks ini, As adalah percepatan puncak di permukaan yang didapatkan dengan mengalikan percepatan puncak batuan dasar atau PGA dengan faktor amplifikasi (FPGA). Pengaruh percepatan tanah dalam arah vertikal dianggap tidak signifikan dan dapat diabaikan.

3.8 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Tabel 3.19 memperlihatkan faktor beban yang perlu diterapkan pada setiap jenis beban dalam berbagai kombinasi pembebanan. Dalam proses ini, perencana harus meninjau bagian-bagian parsial dari setiap kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi. Setiap beban yang diprediksi akan termasuk dalam kombinasi ini harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Hasil perkalian ini kemudian

dijumlahkan sesuai dengan Persamaan 1, dan dikalikan lagi dengan faktor pengubah.

Untuk menentukan kondisi ekstrem yang dihasilkan oleh beban, faktor beban harus dipilih dengan cara yang menghasilkan kondisi ekstrem maksimum dan minimum dalam setiap kombinasi pembebanan. Apabila dalam suatu kombinasi terdapat gaya yang mengurangi efek gaya lainnya, maka faktor beban yang lebih rendah harus digunakan untuk gaya yang mengurangi tersebut.

Tabel 3.20 Kombinas Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	*MS MA TA PR PL SH*	*TT TD TB TR TP*	*EU*	*EW_s*	*EW_L*	*BF*	*EU_n*	*TG*	*ES*	*Gunakan salah satu*		
										EQ	*TC*	*TV*
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_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	γ_{TG}	γ_{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	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebenan Untuk Jembatan (2016)

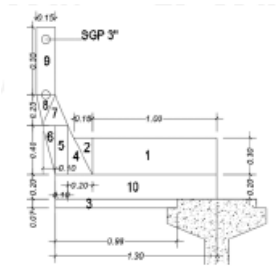
Catatan : - γ_p dapat berupa γ_{MS}, γ_{MA}, γ_{TA}, γ_{PR}, γ_{PL}, γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau

- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

3.9 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

3.9.1 Bangunan Pengaman

Dalam perencanaan ini, bangunan pengaman hanya berfungsi sebagai beban, sehingga dimensinya ditentukan berdasarkan standar Bina Marga. Rincian dimensi tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3. 12 Bangunan Pengaman Jembatan

3.9.2 Pelat Lantai Kendaraan

Berdasarkan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021, tahap awal perencanaan pelat lantai jembatan adalah sebagai berikut.

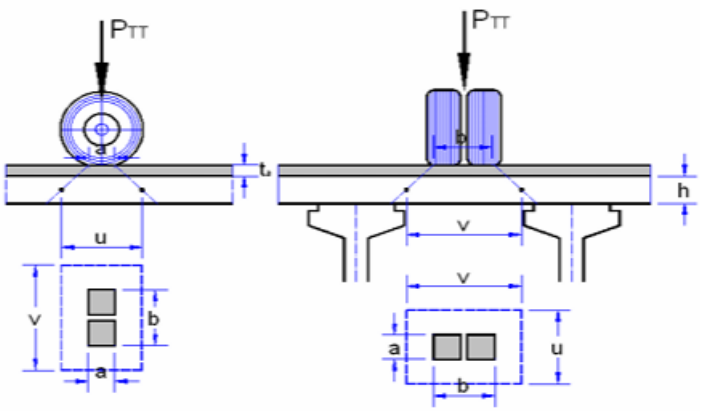
$$t_s=0{,}03L \geq 165 \text{ mm} \quad (3.23)$$

Dimana,

t_s = Tebal pelat lantai kenderaan (mm)

L = Jarak antar girder (mm)

Untuk merencanakan pelat lantai kendaraan, perlu dilakukan pengendalian menggunakan geser pons, seperti dijelaskan berikut ini.



Gambar 3. 13 *Pounching Shear*
(Sumber: Direktorat Jendral Bina Marga, 1992)

$$Vu > Pu_{truck} \quad (3.24)$$

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

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

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

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

$$Pu_{truck} = (1+FDB) \times P_{TT} \quad (3.31)$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b' \times d \quad (3.32)$$

$$Vu = \phi \times Vc \quad (3.33)$$

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)

3.9.3 Balok Girder

Berdasarkan Pedoman Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021, proses perencanaan dimensi awal balok girder dilakukan dengan langkah-langkah berikut.

$$H \geq 0{,}045L \quad (3.34)$$

$$B = H/3 \quad (3.35)$$

Dimana,

H = Tinggi girder (m)

B = Lebar girder (m)

L = Bentang jembatan (m)

3.9.4 Perkiraan Gaya Prategang dan luas Tendon yang Diperlukan

Jumlah strand prategang yang dibutuhkan umumnya ditentukan berdasarkan tegangan tarik pada serat bawah gelagar yang diakibatkan oleh kombinasi beban Layan Daya III. Tegangan tarik yang terjadi pada bagian bawah gelagar akibat kombinasi beban ini dapat dijelaskan sebagai berikut

$$f_{bserv} = \frac{M_s}{S_b} + \frac{M_A + 0{,}8(M_{LL})}{S_{bcg}} \quad (3.36)$$

Dimana,

M_s = Berat sendiri komponen struktur (N)

S_b = Modulus penampang gelagar (mm^3)

M_A = Beban mati tambahyan (N)

M_{LL} = Beban lalu lintas (N)

S_{bcg} = Modulus penampang (mm^3)

Untuk tegangan izin pada saat kondisi beban servis sebagai berikut.

$$f_{tallowsevis} = 0{,}5\sqrt{f'_{cg}} \quad (3.37)$$

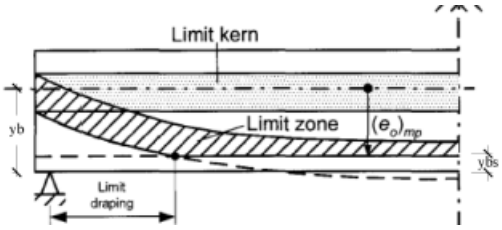
Dimana,

f'_{cg} = Kuat tekan beton gelagar (MPa)

Oleh karena itu, besar tegangan pratekan yang diperlukan pada bagian bawah gelagar f_{pb} adalah sebagai berikut.

$$f_{pb}=f_{bserv}-f_{tallowservis} \quad (3.38)$$

Pusat gaya prategang umumnya terletak pada kisaran 5% hingga 15% dari tinggi gelagar, dihitung dari bagian bawah gelagar. Eksentrisitas tendon mengacu pada jarak antara garis netral penampang dengan pusat tendon di tengah bentang. Penempatan tendon harus berada di atas selimut beton, yang ditandai dengan notasi ybs pada gambar.



Gambar 3.14 Eksentrisitas yang Terjadi Pada Tendon

Oleh karena itu, eksentrisitas yang terjadi di tengah bentang, dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$e_c=y_b-y_{bs} \quad (3.39)$$

Dimana,

y_b = Tinggi garis netral penampang dari serat bawah (mm)

y_{bs} = Tinggi pusat tendon Tengah bentang dari serat bawah (mm)

Sehingga persamaan tegangan dasar gelagar akibat gaya prategang (P_t) dapat ditentukan dengan persamaan seabagi berikut ini.

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

Dimana,

P_e = Gaya prategang yang diperlukan (N)

e_c = Eksentrisitas tendon pada pada tengah bentang (mm)

A_g = Luas penampang gelagar (mm^2)

Gaya prategang yang diperlukan adalah,

$$P_e=\frac{f_{pb\times A_g\times S_b}}{S_b+e_c\times A_g} \quad (3.41)$$

Kehilangan pada prategang diasumsikan berada dalam rentang 25%-30%, sedangkan tegangan awal prategang diasumsikan sebesar 0,75 f_{pu}. Pada tahap awal, nilai f_{pj} yang digunakan adalah f_{pbt}, namun setelah jumlah strand diketahui, nilai $f$pj yang sesungguhnya digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

Berikut adalah persamaan gaya prategang akhir di tiap *strand*,

$$P_{pe_strand} = A_{strand} \times f_{pbt}(1 - losses) \quad (3.42)$$

Sehingga untuk jumlah *strand* yang diperlukan dapat diketahui dengan persamaan

$$n_{strand_req}=\frac{P_e}{P_{e_strand}} \quad (3.43)$$

Penting untuk dicatat bahwa jumlah kawat baja prategang pada awalnya bisa berbeda dengan jumlah kawat baja prategang pada akhirnya. Hal ini disebabkan oleh perbedaan kondisi yang dipertimbangkan dalam desain. Pada tahap awal desain, jumlah kawat baja prategang ditentukan berdasarkan kondisi di tengah bentang struktur. Namun, dalam jembatan segmental balok prategang, perencanaan seringkali dipengaruhi oleh kondisi di area sambungan, karena adanya tegangan tarik pada sambungan gelagar. Sebagai hasilnya, jumlah kawat baja prategang akhir seringkali lebih banyak daripada yang diperkirakan pada awal perencanaan.

Luas baja prategang yang digunakan

$$A_{ps}=A_{ps}\times n_{strand} \quad (3.44)$$

Dimana,

A_{ps} = Luas baja prategang (mm^2)

A_{strand} = Luas *strands* (mm^2)

n_{strand} = Jumlah *strands*

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

3.9.5 Perhitungan Kehilangan Prategang

Kehilangan gaya prategang pada gelagar beton prategang terbagi menjadi dua kategori, yaitu kehilangan seketika dan jangka panjang. Proses kehilangan ini terjadi dalam tiga tahap: tahap transfer, pengecoran dek, dan tahap layan. Rincian jenis kehilangan gaya prategang untuk masing-masing tahap dapat dilihat dalam tabel berikut.

Tabel 3.21 Kehilangan Prategang pada Gelagar Pascatarik

Kehilangan Prategang (AASHTI LRFD Pasal 5.9.5)	**Saat Transfer**	**Saat Transfer Hingga Pengecoran Dek**	**Saat Pengecoran Dek Hingga Waktu Akhir**
Friksi	Δf_{pF}	-	-
Slip Pada Tendon	Δf_{pA}	-	-
Perpendekan Elastis	Δf_{PES}	-	-
Susut pada Gelagar	-	Δf_{pSR}	Δf_{pSD}
Rangkak pada Gelagar	-	Δf_{pCR}	Δf_{pCD}
Relaksi pada Baja Prategang	-	Δf_{pR1}	Δf_{pR2}
Susut Pada Dek Saat Penampang Komposit	-	-	Δf_{pSS}

Sumber: *AASHTO LRFD* (2017)

1. Kehilangan akibat gesekan

   Berikut adalah persamaan yang digunakan untuk menghitung jumlah prategang yang disebabkan oleh gesekan.

   $$\Delta f_{pF}=f_{pj}\times(1-e^{-(Kx+\mu\alpha)}) \quad (3.45)$$

   $$\alpha=\frac{2e_P}{L_P} \quad (3.46)$$

   Dimana:

   f_{pj} = Tegangan baja prategang pada saat *jacking*

K = Koefesien gesek *wobble*

μ = Koefesien gesek kelengkungan

x = Panjang tendon diukur dari ujung *jacking* ke titik yang ditinjau

α = Penjumlahan dari nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari *jacking* hingga ujung *jacking*

e = Bilangan natural

2. Kehilangan akibat *anchorage set*

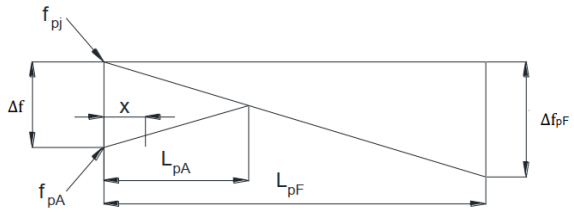
Berikut adalah persamaan yang digunakan untuk menghitung jumlah prategang yang disebabkan oleh *set anchorage:*

$$\Delta f_{pF}=\Delta f\times\left(1-\frac{x}{L_{PA}}\right) \tag{3.47}$$

$$L_{PA}=\sqrt{\frac{E(\Delta L)\times L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} \tag{3.48}$$

$$\Delta f=\frac{2\Delta f_{pF}\times L_{pA}}{L_{pF}} \tag{3.49}$$

Pola kehilangan prategang yang disebabkan oleh *anchorage set* dan friksi dapat dilihat dalam grafik sebagai berikut:



Gambar 3.15 Kehilangan Prategang Sebagai Akibat dari Set Anchored Dan Friksi

3. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Rumus kehilangan prategang sebagai berikut

$$\Delta f_{pES}=\frac{N_{ps-1}}{2N_{ps}}\times\frac{E_{ps}}{E_{cig}}\times f_{cgp} \tag{3.50}$$

Dimana,

N_{ps} = Jumlah tendon

f_{cgp} = Besar tegangan pada beton di titik pusat tendon akibat gaya prategang setelah penarikan dan berat sendiri gelagar pada area dengan momen maksimum (MPa).

E_{ps} = Modulus elastis baja prategang (MPa)

E_{cig} = Modulus elastis gelagar saat transfer (MPa)

4. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

Sehingga, kehilangan prategang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini

$$\Delta f_{pSR}=\varepsilon_{bid}\times E_{ps}\times k_{id} \quad (3.51)$$

Dimana,

k_{id} = Koefisien transformasi penampang yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja yang melekat pada penampang yang dianalisis untuk rentang waktu antara proses transfer dan pengecoran dek.

ε_{bid} = Regangan susut pada gelagar yang terjadi antara waktu transfer dan pengecoran dek.

5. Kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar

Berikut adalah persamaan untuk menentukan kehilangan prategang akibat rangkak pada rentang waktu antara transfer dan pengecoran pelat:

$$\Delta f_{pCR}=\frac{E_{ps}}{E_{ci}}\times f_{cgp}\times \Psi_{tdti}\times k_{id} \quad (3.52)$$

Dimana

Ψ_{tdti} = Koefisien rangkak gelagar saat pengecoran dek karena beban transfer.

Nilai Ψ_{tdti} ditentukan oleh gaya prategang pasca transfer dan momen karena berat sendiri balok saat properti penampang gelagar nonkomposit ditransformasi saat transfer.

6. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Dalam AASHTO LRFD 2017, Pasal 5.9.3.4.2c diizinkan penggunaan nilai Δf_{pRI} sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

7. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bid} \times E_{ps} \times k_{df} \quad (3.53)$$

8. Kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar

   Kehilangan prategang, pengecoran pelat, dan beban mati tambahan menyebabkan perubahan tegangan beton antara transfer dan pengecoran pelat. dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut

$$\Delta f_{cd}=-\left(\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR}+\Delta f_{pR1}\right)\times\frac{A_{ps}}{A_g}\times\left(1+\frac{A_g\times e_{mid}^{\,2}}{I_g}\right)-\left(\frac{M_s\times e_{tf}}{I_{tf}}+\frac{M_A\times e_{ct}}{I_{ct}}\right) \quad (3.54)$$

   Terdapat prategang tambahan yang ditunjukkan oleh notasi (-) pada rangkak gelagar.

9. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

   Dalam AASHTO LRFD 2017, Pasal 5.9.3.4.2c diizinkan penggunaan nilai Δf_{pR2} sebesar 8 MPa untuk low relaxation strand.

10. Tambahan Prategang akibat penyusutan pelat

    besar gaya prategang tambahan yang disebabkan oleh susut pelat, yaitu

$$\Delta f_{pSS}=\left|\frac{E_{ps}}{E_{cg}}\times\Delta f_{cdf}\times k_{df}\times(1+0{,}7\times\Psi_{tftdd})\right| \quad (3.55)$$

    Dimana,

    Ψ_{tftdd} = Koefisien rangkak gelagar pada waktu final karena pembebanan setelah pengecoran dek seperti beban aspal, trotoar, dan lainnya.

11. Perhitungan gaya prategang efektif akhir

    Total kehilangan pada prategang

    Total kehilangan pada sektika

$$\Delta f_{pA}+\Delta f_{pF}+\Delta f_{pES} \quad (3.56)$$

    kehilangan dalam jangka waktu yang panjang

$$\Delta f_{pLT}=\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR}+\Delta f_{pR1}+\Delta f_{pR2}+\Delta f_{pSD}+\Delta f_{pCD}-\Delta f_{pSS} \quad (3.57)$$

    Total kehilangan pada saat prategang

$$\Delta f_{pT}=\Delta f_{pA}+\Delta f_{pF}+\Delta f_{pES}+\Delta f_{pLT} \quad (3.58)$$

    Persentase gaya prategang yang hilang dalam waktu jangka pendek

$$\frac{\Delta f_{pA}+\Delta f_{pF}+\Delta f_{pES}}{\Delta f_{pbt}}\times 100 \quad (3.59)$$

Presentase UTS prategang efektif dalam jangka panjang

75% - % kehilangan gaya prategang

Dimana kehilangan pada gaya prategnag merupakan,

Losses final =75% - Presentase UTS prategang efektif dalam jangka panjang Presentase

Losses final < *losses*

Perhitungan prategang final efektif

$$Max f_{pe}=0{,}8\times\Delta f_{py} \quad (3.60)$$

Tegangan prategang actual setelah kehilangan

$$f_{pe}=0{,}75\times f_{pu}\times\Delta f_{pT} \quad (3.61)$$

Apabila $f_{pe} \leq \text{Max} f_{pe}$ (Aman)

3.9.6 Kontrol Tegangan Prategang

1. Tegangan Izin

Pemeriksaan tegangan dilakukan dengan mempertimbangkan efek dari beban maksimum dan eksentrisitas maksimum tendon. Berdasarkan(Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), tegangan yang diizinkan harus memenuhi kriteria berikut.

Tegangan yang diizinkan pada beton saat kondisi transfer

$$\text{Tarik, } \sigma t_i=0{,}25\times\sqrt{f'_{cig}} \quad (3.62)$$

$$\text{Tekan, } \sigma t_i=-0{,}6\times f'_{cig} \quad (3.63)$$

Tegangan yang diizinkan pada beton saat kondisi layan

$$\text{Tarik, } \sigma t_{serv}=0{,}5\times\sqrt{f'_{cg}} \quad (3.64)$$

$$\text{Tekan, } \sigma c_{serv}=-0{,}45\times f'_{cg} \quad (3.65)$$

Tegangan yang diizinkan pada beton saat kondisi layan yang terjadi di pelat

$$\text{Tarik, } \sigma t_{serv_s}=0{,}5\times\sqrt{f'_{cd}} \quad (3.66)$$

$$\text{Tekan, } \sigma c_{serv_s}=-0{,}45\times f'_{cd} \quad (3.67)$$

Tegangan yang terjadi di penampang pada saat transfer

Kondisi transfer terjadi saat gaya prategang diterapkan pada penampang dalam kondisi awal. Dalam keadaan ini, gaya prategang berada pada titik maksimal, sedangkan beban yang ada hanya beban minimum, yaitu berat sendiri gelagar.

Tegangan yang terjadi pada serat atas penampang

$$f_{t_i} = -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \times e_{mid}}{S_t} - \frac{M_{MS_G}}{S_t} \quad (3.68)$$

Tegangan yang terjadi di serat bawah penampang

$$f_{t_i} = -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \times e_{mid}}{S_b} + \frac{M_{MS_G}}{S_{tb}} \quad (3.69)$$

Dimana,

P_{trans} = Gaya prategang pada saat transfer (MPa)

S_t = Modulus penampang sera tatas gelagar (mm^3)

e_{mid} = Ekstenritas tendon tengah bentang (mm)

2. Tegangan penampang pada masa kontruksi

Selama proses konstruksi, gelagar menanggung seluruh beban yang muncul, termasuk beban pengecoran pelat lantai, beban pelat beton bertulang (RC), dan beban diafragma. Karena tidak ada interaksi komposit antara gelagar dan pelat lantai jembatan, gelagar tersebut bertanggung jawab untuk menahan semua beban yang diterapkan.

Tegangan yang terjadi di serat tatas penampang,

$$f_{t_kons} = -\frac{P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans} \times e_{mid}}{S_t} - \frac{M_s}{S_t} \quad (3.70)$$

Tegangan yang terjadi di serat bawah penampang,

$$f_{t_kons} = -\frac{P_{trans}}{A_g} - \frac{P_{trans} \times e_{mid}}{S_b} - \frac{M_s}{S_b} \quad (3.71)$$

3. Tegangan penampang saat kondisi layan

Dalam kondisi layanan, semua beban rencana beroperasi. Pada kondisi ini, terjadi interaksi komposit antara gelagar dan pelat lantai, yang menunjukkan bahwa beban yang bekerja adalah yang terbesar sementara gaya prategang yang ada adalah yang paling kecil, sehingga kehilangan prategang jangka panjang dapat diminimalkan. Menurut (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), Kombinasi Layan I dan Kombinasi Layan III memerlukan pemeriksaan tegangan untuk memastikan tegangan tekan dan tarik berada dalam batas yang diizinkan.

Tegangan yang terjadi di serat atas penampang

$$f_{t_serv_I_ps} = -\frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \times e_{mid}}{S_t} \quad (3.72)$$

$$f_{t_serv_I_load} = -\frac{M_s}{St} - \frac{M_A}{S_{tcg}} - \frac{M_{LL}}{S_{tcg}} - \frac{(M_{AL_{EWL}} + 0{,}3 \times M_{AL_{EWS}})}{S_{tcg}} \quad (3.73)$$

$$f_{t_serv_I_top} = f_{t_serv_I_ps} + f_{t_serv_I_load} \quad (3.74)$$

Tegangan yang terjadi di sera bawah penampang

$$f_{b_serv_III_ps} = -\frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \times e_{mid}}{S_t} \quad (3.75)$$

$$f_{b_serv_III_load} = \frac{M_s}{St} - \frac{M_A}{S_{bcg}} - \frac{0{,}8 \times M_{LL}}{S_{bcg}} \quad (3.76)$$

$$f_{b_serv_III_bot} = f_{b_serv_III_ps} + f_{b_serv_III_load} \quad (3.77)$$

Dimana,

S_{tcg} = Modulus penampang serat atas gelagar komposit (mm^3)

S_{bcg} = Modulus penampang serat bawah gelagar komposit (mm^3)

Selama masa layan, pelat lantai menopang pembatas, beban aspal dan kendaraan, serta beban angin yang dibawa oleh bagian komposit yang ditransformasi. Tegangan ini diubah menjadi tegangan pada penampang komposit yang belum ditransformasi dengan cara membagi tegangan yang terjadi pada penampang terbentuk dengan nilai konversi n.

Oleh karena itu, perhitungan tegangan pada pelat lantai dilakukan sebagai berikut.

$$n = \frac{E_{cg}}{E_{cd}} \quad (3.78)$$

$$f_{t_s} = -\frac{M_A}{S_{tcd} \times n} - -\frac{M_{LL}}{S_{tcg} \times n} - \frac{(M_{AL_{EWL}} + 0{,}3 \times M_{AL_{EWS}})}{S_{tcg} \times n} \quad (3.79)$$

$$f_{b_s} = -\frac{M_A}{S_{bcd} \times n} - \frac{M_{LL}}{S_{bcd} \times n} \quad (3.80)$$

Dimana,

S_{tcd} = Modulus penampang serat atas dek komposit (mm^3)

S_{bcd} = Modulus penampang serat bawah dek komposit (mm^3)

4. Tegangan Penampang Kondisi Layan pada Sambungan

Menurut (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), perencanaan jembatan beton pratekan segmental harus memastikan bahwa tidak ada tegangan tarik di sekitar sambungan antar gelagar.

3.9.7 Kapasitas Lentur Penampang

Kekuatan lentur dapat dihitung berdasarkan momen maksimum yang terjadi di tengah bentang. Langkah pertama dalam menentukan kekuatan lentur nominal suatu penampang adalah dengan memeriksa apakah penampang tersebut berfungsi sebagai penampang persegi atau balok T. Untuk penampang persegi, posisi sumbu netralnya adalah:

$$c=\frac{A_{ps}.f_{pu}+A_s.f_s-A_s^{'}.f_s'}{0,85.f'_c.\beta_1.b+k.A_{ps}.\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.81)$$

Karena dalam situasi ini, baja tulangan tidak digunakan untuk tulangan tarik dan tekan, persamaan di atas dikurangi menjadi:

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

Sehingga, leta sumbu netral menjadi:

$$c=\frac{A_{ps_tot}\times f_{pu}}{0,85.f'_c.\beta_1.b+k.A_{ps}.\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.83)$$

Tegangan rata-rata tendon prategang adalah

$$f_{ps}=f_{pu}\times\left(1-k\times\frac{c}{d_p}\right) \quad (3.84)$$

Untuk kapasitas lentur nominal di tengah penampang adalah

$$M_n=A_{ps_tot}.f_{ps}\times\left(d_p-\frac{a}{2}\right) \quad (3.85)$$

Untuk momen tahanan nominak penampang yaitu

$$M_r=M_n+\phi_f \quad (3.86)$$

Kapasitas lentur penampang diperiksa terhadap momen ultimit melalui perhitungan kombinasi pembebanan kuat I sebagai berikut.

$$M_u=1,2\left(M_{MS_G}+M_{MS_RCP}\right)+1,3\left(M_{MS_D}+M_{MS_S}\right)+2.M_A+1,8.M_{LL} \quad (3.87)$$

Cek kapasitas lentut penampang, $M_u \leq M_r$

Apabila nilai M_r dari nilai M_u, maka penampang mampu memikul beban yang bekerja.

Keterangan:

ϕ_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).

3.9.8 Kapasitas Geser Penampang

Kapasitas geser penampang dievaluasi pada daerah dengan geser maksimum sesuai dengan(Badan Standardisasi Nasional, 2021). Gaya lateral maksimum biasanya terjadi di sekitar tumpuan. Pada subbab ini, fokus perencanaan geser struktur balok prategang mencakup gelagar pratekan non-segmental dan segmental. Namun, pada gelagar segmental, metode ini tidak dapat diterapkan untuk desain geser di area sambungan antar gelagar. Untuk area ini, desain harus mempertimbangkan kekuatan shear key (jika menggunakan *shear key*) atau kekuatan geser pada sambungan pin (jika menggunakan penghubung tipe pin). Perhitungan kapasitas geser dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut.

Kontribusi gaya prategang terhadap ketahan geser

$$V_P=P_{ef}\times\left(\frac{y_{end}-y_{mid}}{r_{tendon}}\right) \quad (3.88)$$

Gaya geser ultimit yang terjadi di tumpuan, V_{ucr}

Dimana momen kombinasi Kuat I yang terjadi pada muka geser kritis tidaj boleh kurang dari:

$$M_{ucr}>\left(V_{ucr}-V_p\right)\times d_v \quad (3.89)$$

Kuat geser beton

$$V_C=0{,}083.\beta.\sqrt{f'_{cg}}.b_{v.}d_v \quad (3.90)$$

Cek apakah diperlukan tulangan geser

$$V_{ucr}>0{,}5.\times\phi_V\times\left(V_c+V_p\right) \quad (3.91)$$

Gaya geser yang ditahan baja tulangan

$$V_{s_req}=\frac{V_{ucr}}{\phi_V}-V_c-V_p \quad (3.92)$$

Kekuatan geser tulangan

$$V_s=\frac{A_v.f_v.d_v.(\cot(\theta))}{S_V} \quad (3.93)$$

Kekuatan geser nominal

$$V_{n1}=V_c+V_s+V_p \quad (3.94)$$

$$V_{n2}=0{,}25.f'_{cg}.b_{v.}d_v+V_p \quad (3.95)$$

Kekuatan geser diambil yang lebbuh kecil

Cel kapasitas geser $=\phi_V.V_n\geq V_{ucr}$ (3.96)

Tegang geser pada beton $V_u=\frac{|V_{ucr}-\phi_V.V_p|}{\phi_V.b_{v.}d_v}$ (3.97)

Cek kapasitas geser $V_u<0{,}125.f'_{cg}$ (3.98)

Apabila $V_u<0{,}125.f'_{cg}$, maka syarat untuk jarak maksimum adalah

$$S_{max}=0{,}8.d_v\leq 600 \text{ mm} \quad (3.99)$$

Maka untuk cek spasi yang digunakan terhadap spasi maksimum adalah $S_v\leq S_{max}$

Keterangan,

d_v	=	Kedalaman geser efektif (mm)
b_v	=	Lebar efektif (*web*) badan gelagar (mm)
ϕ_V	=	Faktor reduksi geser
V_p	=	Tahanan geser oleh gaya prategang (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)

3.9.9 Desain Tulangan *Shear Connector*

Desain *shear connector* didasarkan dari (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), Adapun untuk perhitungan tulangan *shear connector* dapat dilihat sebagai berikut.

$$\phi V_{mi}=\phi_v.\left[c_i.A_{cv}+\mu.(A_{vf}.f_y+P_c)\right] \quad (3.100)$$

Ketahan geser antar muka

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

Keterangan,

c_i = Faktor kohesi (MPa)

A_{cv} = Luas bidang geser (mm^2)

f_y = Mutu baja (MPa)

A_{vf} = Luas tulangan digunakan (mm^2)

3.9.10 Kontrol Defleksi Balok Prategang

Menurut (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021)defleksi yang dapat diperkirakan pada balok prategang adalah defleksi yang terjadi akibat gaya prategang dan beban hidup. Namun, panduan ini tidak mempertimbangkan defleksi jangka panjang. Proses perhitungan defleksi untuk balok prategang diuraikan sebagai berikut.

1. Defleksi akibat prategang pada saat transfer

   Deformasi akibat prategang

$$\Delta_p=\frac{P_{transfer}}{E_{cig}.I_g}.\left|\frac{e_{mid}.L_b^{\,2}}{8}-\frac{(e_{end}-e_{mid}).\left(\frac{L_b}{2}\right)^2}{6}\right| \quad (3.101)$$

2. Defleksi akibat berat sendiri gelagar saat transfer

   Deformasi akibat beban gelagar

$$\Delta_g=\frac{5.W_g.L_b^{\,4}}{384.E_{cig}.I_g} \quad (3.102)$$

3. Defleksi akibat berat pelat, RC plate, dan diafragma

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

4. Defleksi akibat berat mati tambahan

Deformasi akibat beban mati saat komposit

$$\Delta_{Dc}=\frac{5.W_{Dc}.L_b{}^4}{384.E_{cig}.I_g} \quad (3.104)$$

5. Resume camber

Camber setelah transfer

$$\Delta_{aftr_transfer}=\Delta_p-\Delta_g \quad (3.105)$$

Total deflkesi saat konstruksi

$$\Delta_{constr}=\Delta_p.f_c-\Delta_g.f_d \quad (3.106)$$

6. Defleksi akibat beban hidup kendaraan

Deformasi akibat beban BTR penampang komposit

$$\Delta_{BTR}=\frac{5.W_{BTR}.L_b{}^4}{384.E_{cg}.I_{cg}} \quad (3.107)$$

Deformsai akibat beban BGT penampang komposit

$$\Delta_{BGT}=\frac{W_{BGT}.L_b{}^3}{48.E_{cg}.I_{cg}} \quad (3.108)$$

Total deformasi beban hidup

$$\Delta_{LL}=\Delta_{BTR}+\Delta_{BGT} \quad (3.109)$$

Syarat batas defleksi akibat beban lalu lintas,

$$\Delta_{LL_allow}=\frac{L_b}{800} \quad (3.110)$$

Cek terhadap syarat

$\Delta_{LL}\leq\Delta_{LL_allow}$

Keterangan,

$P_{transfer}$	=	Gaya prategang saat transfer
E_{cig}	=	Modulus elastis gelagar saat transf
L_b	=	Panjang bentang (mm)
e_{mid}	=	Eksentrisitas tendon di tengah bentang
e_{end}	=	Eksentrisitas tendon di tumpuan
I_{cg}	=	Inersia gelagar saat Komposit
I_g	=	Inersia gelagar saat transfer

3.9.11 Desain Tulangan *Bursting*

Berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2004), desain tulangan *bursting* untuk balok pratarik dan paskatarik yang disebabkan oleh gaya prategang menunjukkan adanya konsentrasi tegangan tekan yang tinggi dalam arah longitudinal pada area kecil di dekat ujung balok. Pada balok pratarik, perpindahan beban dari gaya prategang ke beton di sekitarnya terjadi secara bertahap sepanjang panjang penampang dari tumpuan hingga distribusi beban menjadi seragam. Namun, pada balok paskatarik, distribusi bertahap ini tidak dapat terjadi karena gaya langsung diterapkan di ujung balok melalui plat tumpu dan angkur.

Akibat perubahan dari tegangan tekan longitudinal yang terpusat menjadi distribusi linier, muncul tegangan tarik transversal yang besar dalam arah vertikal. Tanpa penulangan vertikal, retak longitudinal berpotensi terjadi di area angkur ketika tegangan melebihi modulus retak beton, yang dapat menyebabkan retakan pada blok ujung. Tegangan beton dan retakannya, serta retak spalling atau *bursting*, bergantung pada distribusi gaya terpusat horizontal yang disalurkan oleh tendon prategang ke plat tumpu ujung.

Meskipun memperbesar luas penampang di ujung gelagar tidak mengurangi tegangan tarik transversal pada beton, hal ini tidak mencegah terjadinya retak spalling atau *bursting*. Oleh karena itu, penggunaan tulangan sengkang dan tulangan longitudinal nonprategang sangat penting untuk memperkuat daerah transfer beban. Pada balok paskatarik, diperlukan perkuatan vertikal di dekat ujung balok di belakang plat tumpu, yang disebut tulangan *bursting*. Penjelasan lebih lanjut mengenai perhitungan untuk desain tulangan *bursting* pada balok prategang disajikan berikut ini.

Rasio perbandingan lebar pelat angkur untuk Sengkang arah vertikal $r_a = \frac{a_1}{a}$ (3.111)

Rasio perbandingan lebar pelat angkur untuk Sengkang arah horizontal $r_b = \frac{b_1}{b}$ (3.112)

Bursting force untuk sengkang arah vertikal, $P_{bta} = 0{,}3.(1-r_a).P_j$ (3.113)

Bursting force untuk sengkang arah horizontal,	$P_{btb}=0,3.(1-r_b).P_j$	(3.114)
Luas tulangan Sengkang arah vertikal yang diperlukan,	$A_{ra}=\frac{P_{bta}}{0,85.f_s}$	(3.115)
Luas tulangan Sengkang arah horizontal yang diperlukan,	$A_{rb}=\frac{P_{btb}}{0,85.f_s}$	(3.116)
Tegangan leleh baja Sengkang,	f_y = 420000 kPa	
Tegangan ijin sengkang	f_s = 0,578. f_y	(3.117)
Digunakan Sengkang tertutup	2D13 mm	
Luas penampang sengkang	$As=\frac{\text{Jumlah kaki}\times\pi}{4\times D^2}$	(3.118)
Jumlah Sengkang arah vertikal yang diperlukan	$n_a=\frac{A_{ra}}{As}$	(3.119)
Jumlah Sengkang arah horizontal yang diperlukan	$n_b=\frac{A_{rb}}{As}$	(3.120)

Dimana

P_j	=	Gaya prategang saat jacking
α	=	Tinggi penampang pelat angkur
b	=	Lebar penampang pelat angkur

3.10 Perencanaan Strukutr Bawah Jembatan

3.10.1 *Abutment*

Desain kepala jembatan harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang dipilih dan ketinggian jembatan. Sebagaimana telah dijelaskan sebelumnya, kepala jembatan berfungsi untuk menahan beban dari struktur atas serta tekanan tanah. Tekanan tanah aktif adalah gaya horizontal yang bekerja pada dinding *abutment*. Ketika dinding *abutment* bergerak menuju tanah timbunan di belakangnya, tekanan tanah aktif meningkat secara bertahap hingga mencapai titik konstan. Sebaliknya, tekanan tanah pasif memiliki arah gaya horizontal yang berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Selain itu, beban dari lalu lintas di atas jembatan juga harus diperhitungkan sebagai tambahan beban tanah di belakang *abutment*. Beban lalu lintas ini diperkirakan setara dengan lapisan tanah setebal 0,6 meter yang diberikan secara manual pada area tanah yang dilalui kendaraan.

Untuk perancangan awal bentuk dan dimensi dasar kepala jembatan, digunakan panduan dari BMS BDM 1992 3.1.2 (vol. 1), yang mencakup dasar-dasar perancangan dinding penahan tanah karena timbunan tersebut ditahan pada bagian bawah oleh dinding penahan tanah yang didukung oleh pondasi.

3.10.2 Pondasi

Dalam "Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan Vol. 3," disebutkan bahwa pondasi tiang digunakan untuk mentransfer beban ke lapisan tanah yang lebih dalam yang mampu menahan beban tersebut dengan faktor keamanan yang memadai, sehingga memastikan bahwa struktur tidak mengalami keruntuhan atau penurunan fungsi. Ada tiga kondisi yang harus dipenuhi oleh pondasi tiang:

1. Keamanan dan stabilitas bangunan di sekitarnya.
2. Faktor keamanan terhadap keruntuhan, baik untuk tiang maupun tanah pendukungnya.
3. Penurunan total dan perbedaan penurunan pondasi akibat beban kerja.

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang, metode analisis statik digunakan untuk mengukur efisiensi dan kapasitas tiang dengan mempertimbangkan kompresibilitas dan kekuatan tanah. Kapasitas statik tiang diperoleh dari jumlah tahanan tanah atau batuan di sepanjang sisi dan ujung tiang, yang dapat diidentifikasi melalui data berikut:

1. Data uji lapangan seperti Cone Penetration Test (CPT) atau sondir dan Standard Penetration Test (SPT).
2. Data uji laboratorium untuk menentukan parameter kuat geser tanah dan batuan di sekitar tiang.

Jika pengujian laboratorium tidak dilakukan dan hanya tersedia data N SPT, maka parameter tanah dapat diperkirakan berdasarkan referensi dari *Bowles* (1977).

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang, digunakan data penyelidikan tanah dari Standard Penetration Test (SPT), dan daya dukung ini dihitung menggunakan persamaan *Meyerhoff.*

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} = \frac{R_t + R_s}{FK} \quad (3.121)$$

Keterangan:

Qa = Daya dukung tiang (kN)

FK = Faktor aman diambil 2-4.

R_t = Tahanan ujung ultimit (kN)

R_s = Tahanan gesek ultimit (kN)

Dimana

a. Tahanan ujung

$$q_t = \frac{40\bar{N}_B D_B}{b} \leq 400\bar{N}_B \quad (3.122)$$

$$R_t = q_t . A_t \quad (3.123)$$

Keterangan

$\bar{N}_B$ = Nilai N'-SPT koreksi rata-rata dari lapisan pendukung

D_B = Kedalaman penanaman tiang pada lapisan pendukung (m)

b = Lebar tiang atau diameter tiang (m)

A_t = Luas penampang tiang (m^2)

b. Tahanan gesek

$$q_s = 2\bar{N}_B \leq 100 \text{ kPa} \quad (3.124)$$

$$R_s = q_s . A_s \quad (3.125)$$

Keterangan

$\bar{N}_B$ = Nilai N'-SPT koreksi rata-rata dari lapisan pendukung

A_S = Luas selimut tiang (m)

1. Kapasitas kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok, dilakukan perencanaan konfigurasi dan koefisiensi tiang. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung menggunakan persamaan *Converse-Labbare.*

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{D}{k}\right) \times \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90.m.n} \quad (3.126)$$

Keterangan:

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang (m)

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

Konfigurasi dan koefisiensi tiang kelompok direncanakan untuk menghitung daya dukungnya. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan menggunakan persamaan *Converse-Labbare*. Sehingga, persamaan kapasitas untuk kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$Q_{ag} = \frac{Q_{ug}}{FK} = \frac{Q_u.n.\eta}{FK} \quad (3.127)$$

Keterangan:

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

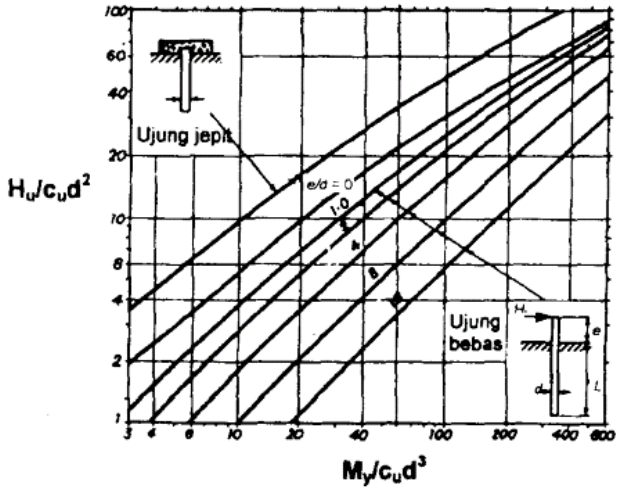
Q_{ug} = Kapasitas kelompok tiang (kN)

FK = Faktor aman diambil 2-4.

2. Kontrol kekuatan lateral tiang pancang

Dalam penelitian ini, kondisi kepala tiang diklasifikasikan menjadi dua jenis: kepala tiang bebas *(free head)* dan kepala tiang terjepit *(fixed atau restrained).* Kepala tiang bebas menggambarkan kemampuan tambahan tiang untuk menahan gaya horizontal. Penelitian ini akan menggunakan metode Broms, yang merupakan metode sederhana untuk menghitung distribusi tekanan tanah yang bekerja pada tiang dalam kondisi lempung, seperti yang diusulkan oleh Broms pada tahun 1964. Menurut metode ini, untuk kedalaman lebih dari 1,5 kali diameter tiang (1,5d), tahanan tanah diasumsikan nol di permukaan tanah dan konstan sebesar 9c pada kedalaman tersebut. Berdasarkan teori Broms tentang mekanisme keruntuhan pada tiang ujung jepit, momen yang terjadi pada bagian tiang yang tertanam di tanah sama dengan momen yang terjadi di bagian atas tiang yang dikekang oleh *pile cap* atau pelat penutup tiang.

Bila nilai cu dan nilai momen ultimit telah diketahui, nilai beban lateral (Hu) dapat dihitung dengan menggunakan grafik hubungan $\frac{M_u}{cu \times D^3}$ dan $\frac{H_u}{cu \times D^3}$ pada gambar berikut.



Gambar 3.16 Kapasitas Beban Lateral Untuk Fondasi Tiang Panjang Pada Tanah Kohesif (Broms,1964)

Untuk tiang dengan ujung bebas dan tiang dengan ujung jepit, garis e/d digambarkan dari nilai xy, dan dari titik singgung tersebut, kita tarik garis horizontal untuk menentukan nilai xt. Berdasarkan persamaan ini, kita dapat menghitung nilai daya dukung. Tabel berikut dapat digunakan untuk menentukan nilai Cu yang belum diketahui.

Tabel 3.22 Variasi Korelasi N-SPT dengan C_u Tamah 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

Berikut adalah persamaan yang digunakan

$$\frac{M_u}{cu \times D^3} \quad (3.128)$$

$$\frac{H_u}{cu \times D^3} \quad (3.129)$$

Keterangan:

M_u = Momen ultimit (kNm)

H_u = Beban lateral (kN)

D = Diamater tiang pancang (m)

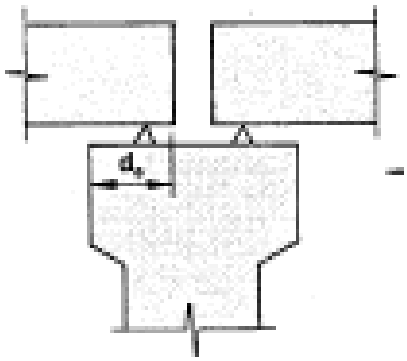
C_u = Kohesi tanah (kN/m^2)

3.10.3 *Pile cap*

Pile cap adalah salah satu elemen struktural yang menghubungkan superstruktur dengan *substruktur* pada jembatan. *Abutment* dan pilar menyalurkan beban dari superstruktur, yang kemudian dialihkan ke pondasi tiang melalui *pile cap*. Dengan mendistribusikan beban secara merata di antara tiang-tiang berdasarkan jarak yang sebanding, kita dapat menentukan beban yang diterima oleh setiap tiang akibat beban eksternal terpusat, Q, serta momen-momen di pusat massa kelompok tiang tersebut.

3.10.4 Pilar

Untuk pilar jembatan bagian atas yang tidak didesain sebagai struktur berkelanjutan atau terpadu, jarak minimum antara ujung balok dan tepi bantalan harus ditentukan sesuai dengan peraturan yang berlaku. Ini mencakup pertimbangan terhadap beban angin pada struktur atas, beban gempa, beban mati, beban selama pelaksanaan, serta beban akibat perubahan suhu dan penyusutan.



Gambar 3. 17 Jarak Minimum Ujung Girder dengan Tumpuan
(Sumber: Direktorat Jendral Bina Marga, 1992)

d_0 = 0,7 + 0,005 S; untuk S < 100 m (3.130)

d_0 = 0,8 + 0,004 S; untuk S > 100 m (3.131)

Keterangan:

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

S = Panjang bentang (m)

3.11 Perencanaan Penulangan Jembatan

3.11.1. Penulangan Lentur

Dalam perencanaan tulangan lentur (Badan Standardisasi Nasional, 2019) digunakan sebagai acuan. Berikut ini adalah rumus yang diterapkan untuk perhitungan penulangan lentur.

Menghitung nilai momen nominal,

$$Mn=\frac{Mu}{\phi} \quad (3.132)$$

Menentukan tinggi efektif (d),

$$d=h-sb-db-0,5dp \quad (3.133)$$

Menghitung nilai tahanan lentur (*Rn*),

$$Rn=\frac{Mn}{b\times d^2} \quad (3.134)$$

Menghitung nilai m,

$$m=\frac{f_y}{0,85\times f'_c} \quad (3.135)$$

Menghitung rasio tulangan (ρ),

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.136)$$

$$\rho_{balance}=\frac{0,85.f'_c.\beta 1}{f_y}\times\frac{600}{600+f_y} \quad (3.137)$$

$$\rho_{max} = 0,75\times\rho_{balance} \quad (3.138)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m}\times\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{f_y}}\right) \quad (3.139)$$

Menghitung luas tulangan pokok,

$$As_{perlu} = \rho_{pakai} \times b \times d \quad (3.140)$$

Menghitung jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4}.\pi.dp^2.b}{As_{perlu}} \quad (3.141)$$

S <450 mm

Kontrol,

$$As_{terpasang} = \frac{\frac{1}{4}.\pi.dp^2.b}{S} \quad (3.142)$$

$As_{terpasang}$ >As_{perlu}

Tulangan bagi,

Menghitung tulangan bagi yang diperlukan,

$$As'_{perlu} = 50\% \times As_{terpasang} \quad (3.143)$$

Menghitung jarak tulangan bagi

$$S' = \frac{\frac{1}{4}.\pi.db^2.b}{As'_{perlu}} \quad (3.144)$$

Kontrol,

$$As'_{terpasang} = \frac{\frac{1}{4}.\pi.db^2.b}{S'} \quad (3.145)$$

$As'_{terpasang}$ >As'_{perlu}

Keterangan:

Mn = Momen Nominal (kNm)

Mu = Momen Ultimit (kNm)

ρ = Rasio tulangan yang diperlukan

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

ρ_{max} = Rasio tulangan maksimum

As = Luas penampang yang dibutuhkan (mm^2)

d = Selimut beton (mm)

b = Lebar penampang (mm)

f'_c = Kuat tekan beton (MPa)

f_y = Tegangan leleh baja (MPa)

3.11.2. Penulangan Geser

(Badan Standardisasi Nasional, 2019), diterapkan untuk mengatur perencanaan tulangan geser. Berikut ini adalah rumus-rumus yang digunakan dalam perhitungan penulangan lentur.

$$V_C=\frac{1}{6}\times\sqrt{f'_c}\times b\times d \quad (3.146)$$

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,

jarak antar sengkang diambil nilai terkecil dari,

1. 0,5h
2. 300 mm

Apabila,

$$V_u=\varphi\times V_n \quad (3.148)$$

Maka,

$$V_n=V_C\times V_s \quad (3.149)$$

$$V_s=\frac{V_s}{\varphi}-V_C \quad (3.150)$$

$$Vs_{min}=\frac{b_w\times d}{3} \quad (3.151)$$

Keterangan:

Vn = Beban geser Nominal (kN)

Vu = Beban geser ultimit (kN)

Vs = Kuat geser tulangan (kN)

Vc = Kuat geser beton (kN)

BAB IV
METODELOGI

4.1. Objek Perancangan

Sungai Sanggarahan, yang mengalir di daerah Kulon Progo, memisahkan wilayah Cangkring dan Cokrodipan. Dengan hanya dua jembatan yang terdekat, yaitu Jembatan Bendungan dan Jembatan Giripeni, akses antara kedua wilayah ini menjadi cukup sulit. Masyarakat Cangkring yang ingin menuju Jalan Purworejo-Wates bagian barat, atau sebaliknya, harus menempuh perjalanan memutar yang cukup jauh, melewati salah satu dari kedua jembatan tersebut yang terletak di selatan dan utara. Kondisi ini menyebabkan kurangnya efisiensi dalam mobilitas warga yang beraktivitas di antara kedua daerah tersebut.

Untuk mengatasi permasalahan ini, perlu dirancang trase jalan baru yang akan menghubungkan wilayah Cangkring dan wilayah Cokrodipan. Tantangan utama dalam pembuatan trase ini adalah keberadaan aliran Sungai Sanggrahan yang membentang cukup luas di antara kedua wilayah tersebut. Oleh karena itu, dibutuhkan pembangunan jembatan sebagai penghubung untuk mempermudah mobilisasi masyarakat setempat. Di bawah ini disajikan gambar rencana trase jalan baru beserta titik-titik rencana pembangunan jembatan di Sungai Sanggrahan, Kulon Progo.



Gambar 4.1 Peta Wilayah Jembatan yang Akan direncanakan
(Sumber: Konsultan Perencana, 2023)



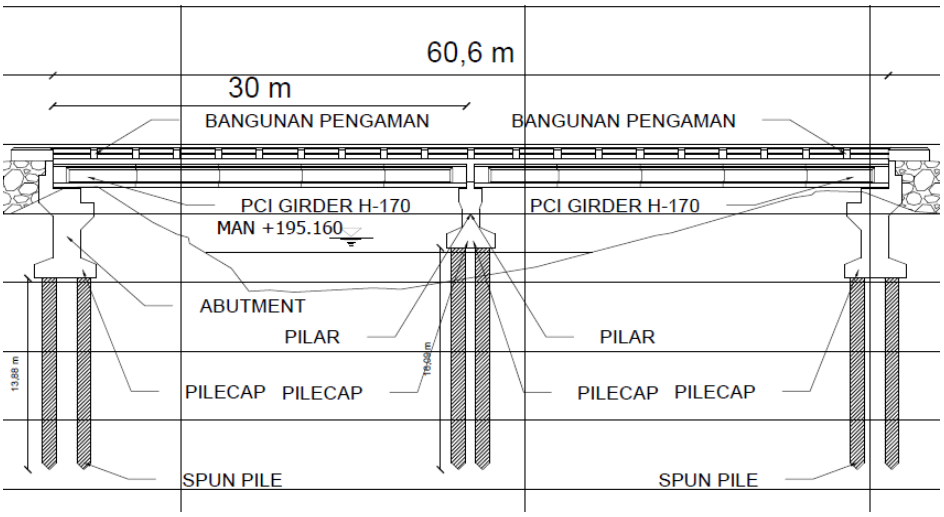
Gambar 4.2 Rencana Posisi Jembatan
(Sumber: Google Earth, 2023)

4.2. Penentuan Rencana Jembatan

Salah satu langkah penting dalam perencanaan jembatan adalah menentukan konsep yang akan diimplementasikan. Secara umum, proses ini melibatkan pemilihan konsep alternatif berdasarkan beberapa kategori tertentu. Berikut ini adalah beberapa kategori yang digunakan dalam memilih alternatif konsep jembatan.

4.2.1 Bentang Jembatan

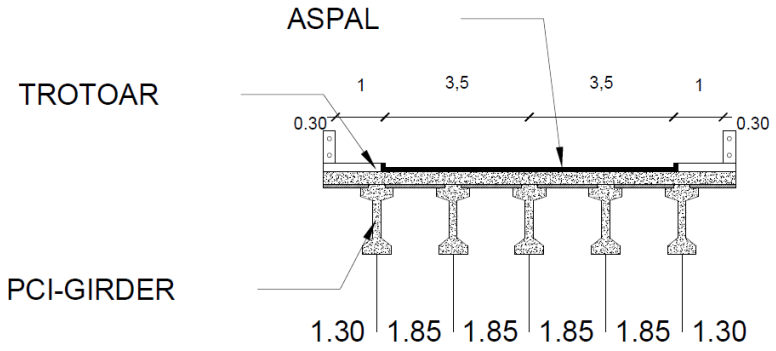
Topografi wilayah dan kondisi eksisting merupakan faktor utama dalam menentukan panjang bentang jembatan. Pada perencanaan kali ini, jembatan akan dirancang dengan panjang total bentang sebesar 60,6 meter. Berikut ini adalah gambar desain jembatan yang akan dibangun.



Gambar 4.3 Rencana Desain Memamanjang Jembatan

4.2.2 Lebar Jembatan

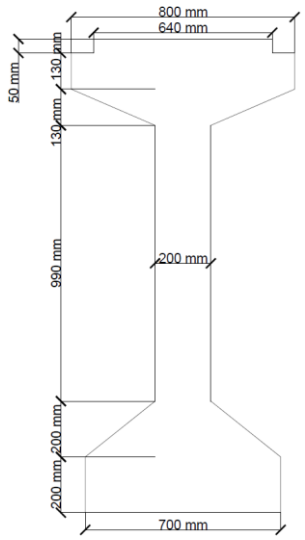
Lebar jembatan ditentukan sebagai jarak minimum yang diukur antara tepi batas jembatan, terutama jika jembatan tersebut tidak memiliki kerb. Lebar jembatan ini harus disesuaikan dengan lebar jalan yang dilalui. Untuk jembatan yang memiliki dua jalur lalu lintas, lebar minimum yang dibutuhkan adalah 7 meter, sesuai dengan standar jalan yang diatur dalam Peraturan Pemerintah No. 34 Tahun 2006. Selain itu, pada setiap sisi jembatan perlu disediakan jalur trotoar untuk pejalan kaki dan petugas pemeliharaan, dengan lebar minimal 1 meter, sesuai dengan ketentuan yang diatur oleh Bina Marga (SE DBM 21 Maret 2008). Di bawah ini, disajikan gambar potongan melintang dari jembatan yang direncanakan.



Gambar 4. 4 Rencana Desain Melintang Jembatan

4.2.3 Rencana Penampang PCI Girder

Pada penelitian tugas akhir ini, perencanaan dilakukan dengan menggunakan PCI Girder dari WIKA. Girder ini memiliki mutu beton sebesar 50 MPa. Berdasarkan katalog produk WIKA, untuk bentang span sepanjang 30 meter, disarankan menggunakan PCI Girder tipe H-170. Berikut adalah detail dimensi penampang PCI Girder tipe H-170.



Gambar 4.5 Penampang PCI Girder H-170 Wika Beton

4.3. Metode Perencanaan

Metodologi perencanaan adalah rangkaian langkah dan perhitungan yang dilakukan untuk menghasilkan desain jembatan yang optimal. Metodologi yang digunakan dalam perancangan tugas akhir ini dijelaskan sebagai berikut.

4.3.1 Studi Literatur

Dalam tugas akhir ini, perencanaan jembatan dilakukan dengan merujuk pada berbagai studi literatur yang relevan, antara lain:

1. SNI 1725:2016 (Standar Pembebanan untuk Jembatan)
2. SNI 2833:2016 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)
3. SNI 2847:2013 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung)
4. Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/M/BM/2021
5. RSNI T-12-2004 (Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan)
6. Bridge Management System (BMS) 1992

Referensi-referensi ini digunakan untuk memastikan bahwa desain jembatan memenuhi standar keselamatan, kekuatan, dan ketahanan terhadap berbagai beban dan kondisi, termasuk beban gempa dan karakteristik beton.

4.3.2 Pengumpulan Data

1. Data Topografi

Topografi menggambarkan permukaan bumi secara visual dengan detail, menyoroti elemen-elemen fisik seperti elevasi, bentuk lahan, kontur, sungai, gunung, lembah, dan struktur fisik lainnya. Peta topografi ini mengintegrasikan data yang diperoleh melalui metode pengukuran yang cermat, termasuk pemetaan udara, penginderaan jauh, dan survei lapangan. Melalui peta ini, kita dapat memahami kondisi eksisting suatu wilayah, termasuk di sekitar daerah aliran sungai. Dari data yang dihasilkan, diketahui bahwa total panjang jembatan di area tersebut mencapai 60,6 meter, yang terdiri dari dua bentang, masing-masing berukuran 30 meter.

2. Data Penyelidikan Tanah

Data penelitian geoteknik merujuk pada informasi yang diperoleh melalui studi, analisis, dan pengukuran tanah di lokasi yang direncanakan untuk pembangunan konstruksi sipil. Dalam tugas akhir ini, data geoteknik diperoleh melalui pengujian Standard Penetration Test (SPT). Dari pengujian tersebut, ditemukan nilai qc sebesar 161,4 kg/cm² pada kedalaman 20 meter dari elevasi 201,8 meter di atas permukaan laut. Pengujian ini dilakukan di setiap sisi sungai. Mengingat nilai qc lebih dari 150 kg/cm², yang mengindikasikan tanah sangat keras, hasil pengujian SPT menunjukkan bahwa lapisan tanah keras ditemukan pada kedalaman 20 meter dari titik pengukuran.

4.3.3 Analisis Perancangan Jembatan

1. Preliminary Desain

Perencanaan dan penentuan dimensi jembatan merupakan tahap awal yang krusial dalam proses desain sebuah jembatan. Pada tahap ini, beberapa aspek penting yang perlu dipertimbangkan meliputi.

a. Memilih jenis jembatan yang tepat serta mengidentifikasi faktor-faktor kritis yang mempengaruhi desainnya.
b. Menyesuaikan desain jembatan dengan beban yang direncanakan dan gempa berdasarkan kondisi geografis lokasi jembatan tersebut.

2. Perancangan Bangunan Atas

Dalam merencanakan sebuah jembatan, perhitungan harus dilakukan secara sistematis. Proses perhitungan dimulai dari struktur atas jembatan dan kemudian dilanjutkan ke struktur bawah. Berikut ini adalah urutan tahapan perencanaan struktur atas jembatan.

a. Perencanaan Plat Jembatan

   Perencanaan dimulai dengan mengukur dimensi pelat jembatan, diikuti oleh analisis beban yang bekerja pada struktur tersebut. Setelah momen yang disebabkan oleh beban diketahui, desain tulangan pelat jembatan dirancang sesuai dengan kebutuhan, kemudian hasil desain penulangan tersebut dikontrol untuk memastikan kesesuaiannya.

b. Perencanaan Gelagar Jembatan

   Proses perencanaan dimulai dengan menentukan dimensi penampang gelagar prategangan, termasuk tinggi profil girder dan lebar sayapnya. Setelah itu, dilakukan desain gaya prategang yang dibutuhkan, serta penentuan jumlah dan posisi tendon. Langkah berikutnya adalah melakukan analisis *loss of pretension*, pengendalian tegangan pada serat terluar, dan pengendalian kapasitas lentur. Selain itu, dilakukan juga desain tulangan longitudinal, pengendalian kapasitas geser, dan desain tulangan geser untuk menangani *bursting force*. Proses ini diakhiri dengan tahap kontrol dan verifikasi desain keseluruhan.

3. Perancangan Bangunan Bawah

Setelah menyelesaikan perhitungan pada struktur atas, langkah selanjutnya adalah menghitung beban yang diterima oleh struktur bawah. Rencana untuk struktur bawah jembatan disusun sebagai berikut.

a. Perencanaan *Abutment* Jembatan

   Proses perencanaan diawali dengan menentukan jenis dan dimensi *abutment* yang sesuai. Selanjutnya, dilakukan analisis pembebanan untuk memastikan efektivitas beban yang diterima. Setelah menghitung momen akibat beban tersebut, desain tulangan untuk *abutment* jembatan dirancang, diikuti dengan evaluasi dan verifikasi terhadap desain penulangan yang telah dibuat.

b. Perencanaan Pilar Jembatan

Perencanaan diawali dengan menentukan jenis dan dimensi pilar yang akan digunakan. Selanjutnya, dilakukan analisis beban secara menyeluruh untuk memastikan efektivitas penopangan. Setelah menghitung momen yang dihasilkan dari beban, desain penulangan pilar jembatan dirancang dan diperiksa untuk memastikan kepatuhan terhadap standar desain yang ditetapkan.

c. Perencanaan Pondasi Jembatan

Perencanaan diawali dengan mengukur dimensi dari pondasi tiang. Setelah itu, dilakukan evaluasi kapasitas setiap tiang untuk menentukan jumlah pondasi yang diperlukan. Untuk pondasi tiang pancang, dilakukan pula pemeriksaan kapasitas lateral dan kapasitas kelompok tiang guna memastikan kesesuaian pondasi. Terakhir, melakukan perancangan penulangan *pile cap*.

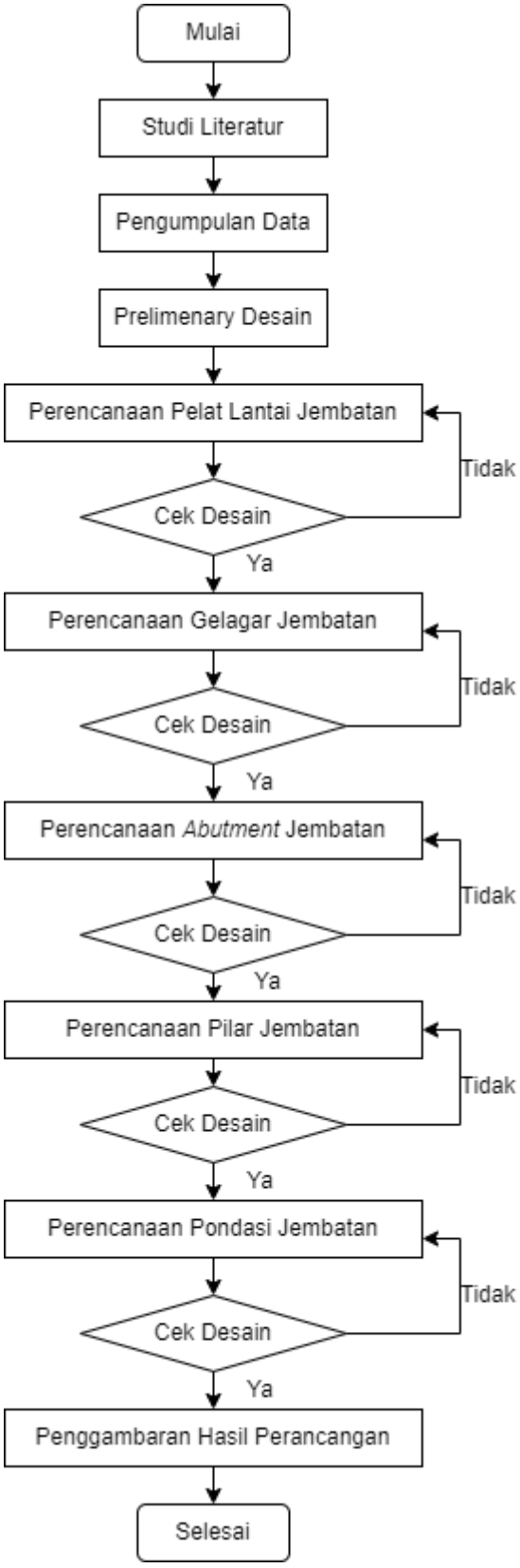
4.3.4 Penggambaran

Dalam perancangan jembatan yang disusun untuk tugas akhir ini, hasil yang diperoleh berupa gambar-gambar yang dihasilkan dari proses perhitungan dan perencanaan. Adapun gambar-gambar yang dihasilkan dari perencanaan tersebut adalah sebagai berikut:

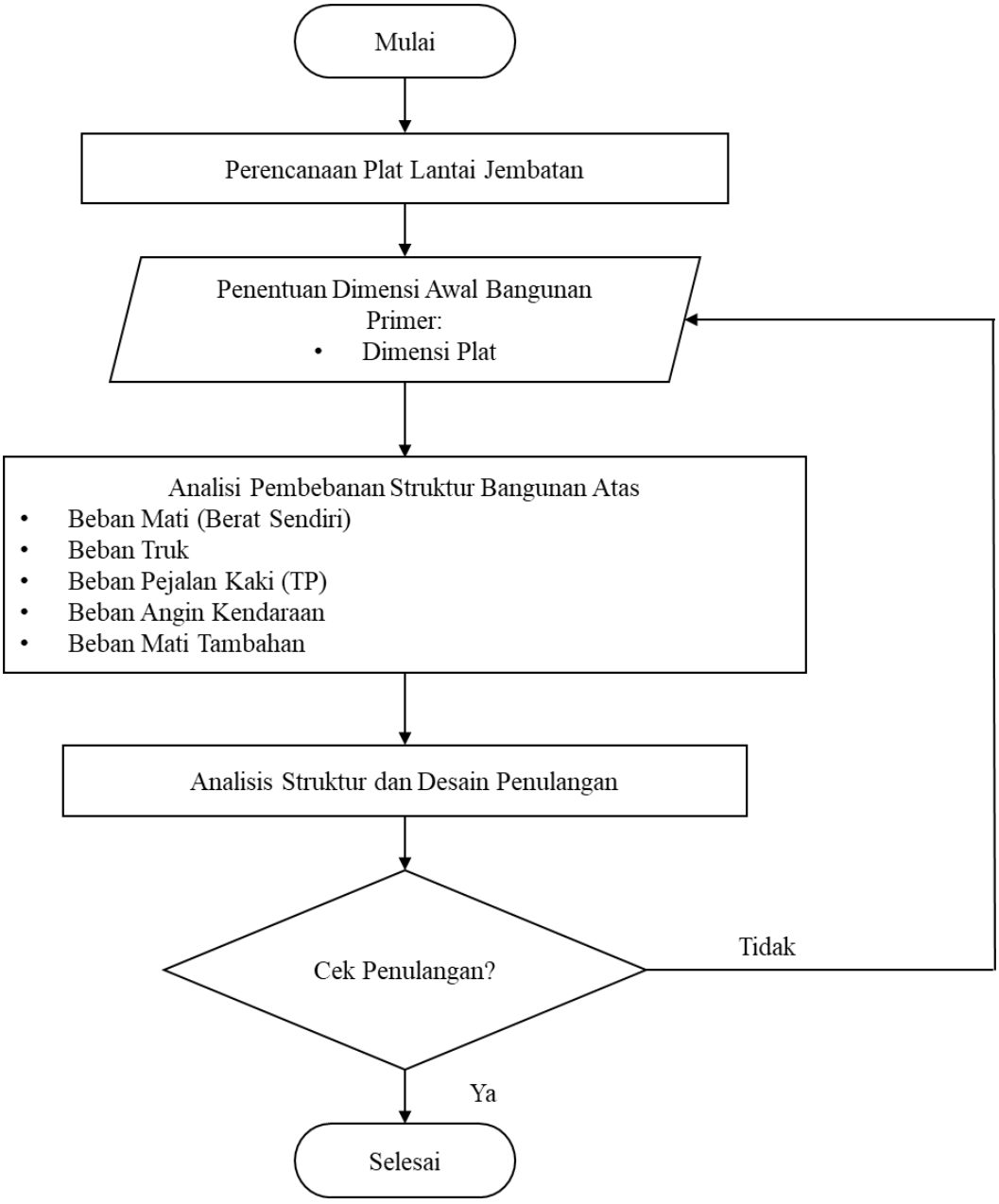
1. Gambar layout dan denah jembatan.
2. Gambar potongan jembatan.
3. Gambar tampak jembatan.
4. Gambar detail penulangan pada struktur jembatan.

4.3.5 Penyusunan Laporan

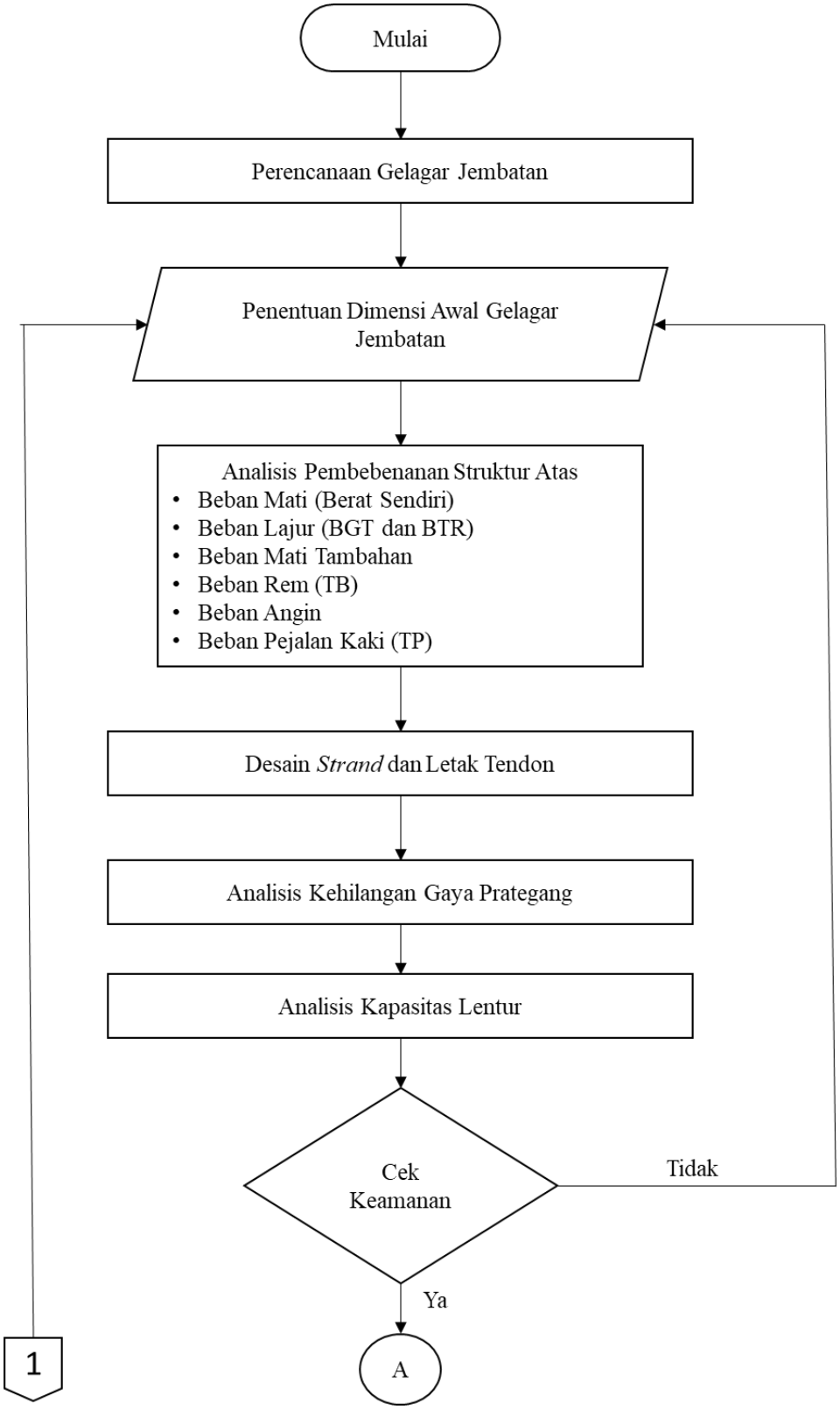
Pada tugas akhir ini, perhitungan dan perancangan jembatan dilakukan secara sistematis dan akan didokumentasikan dalam sebuah laporan yang berjudul "Perancangan Desain Jembatan Sungai Sanggarahan Kulon Progo Menggunakan *Prestressed Concrete* I Girder". Adapun alur penyusunan laporan tugas akhir dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



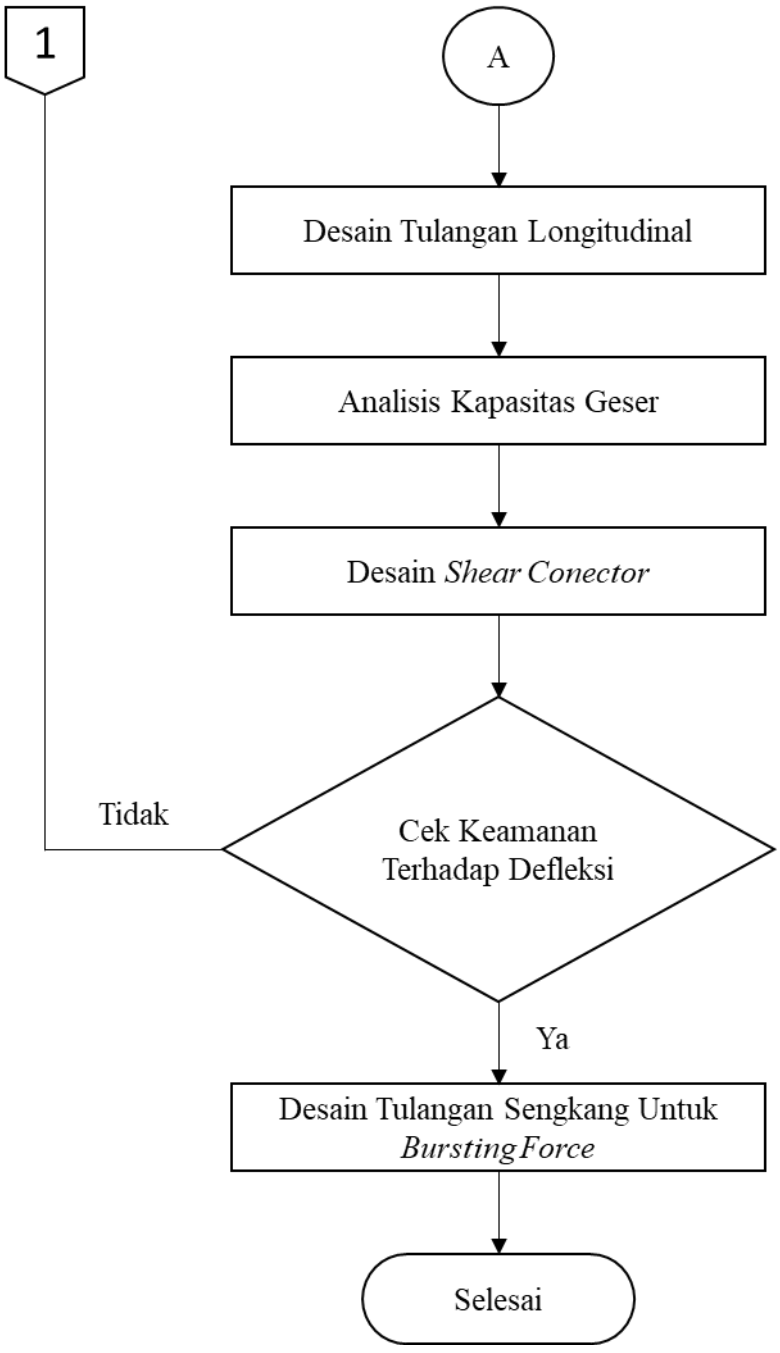
Gambar 4.6 Diagram Alir Perancangan Jembatan



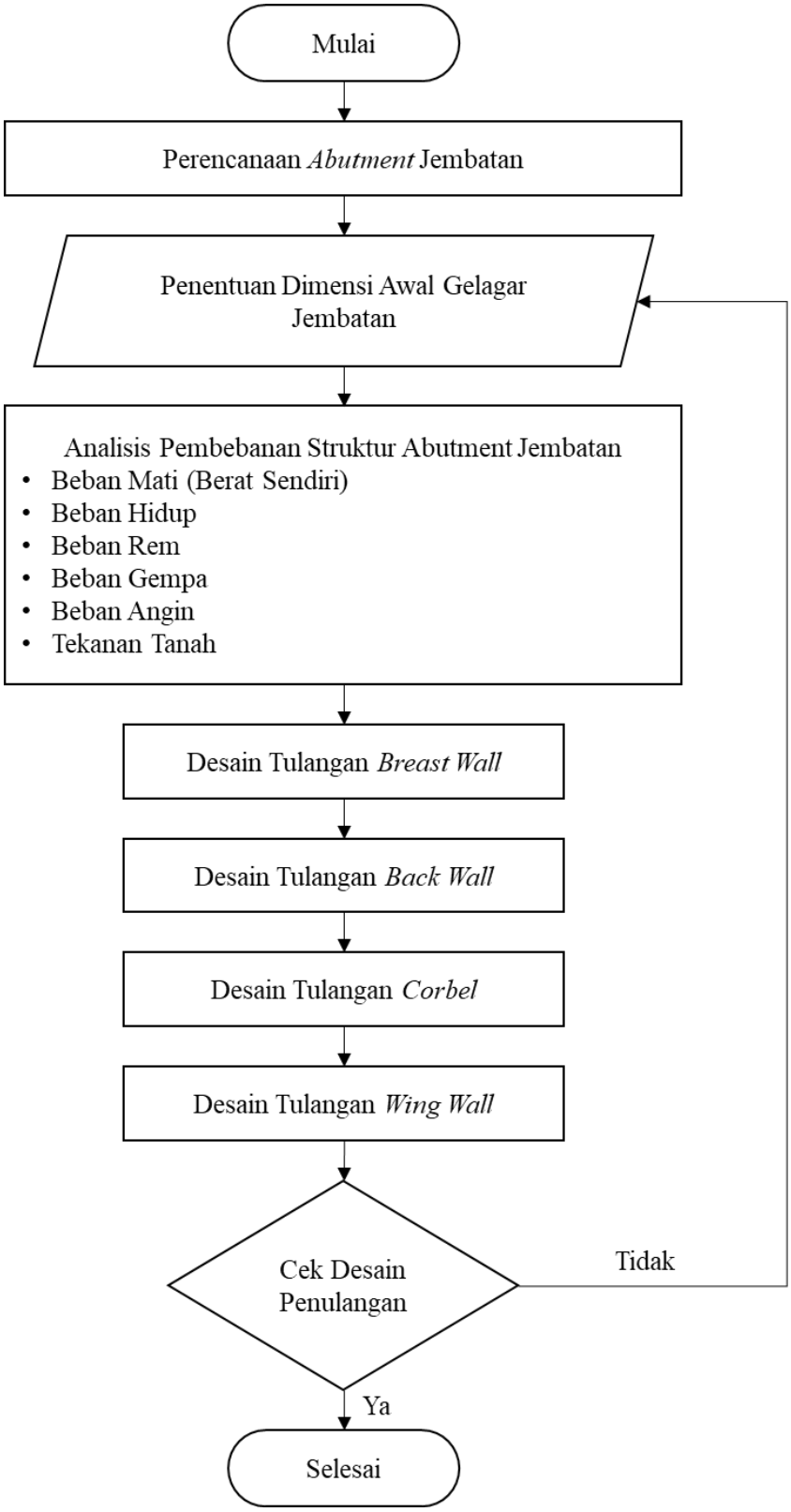
Gambar 4.7 Diagram Alir Perancangan Plat Jembatan



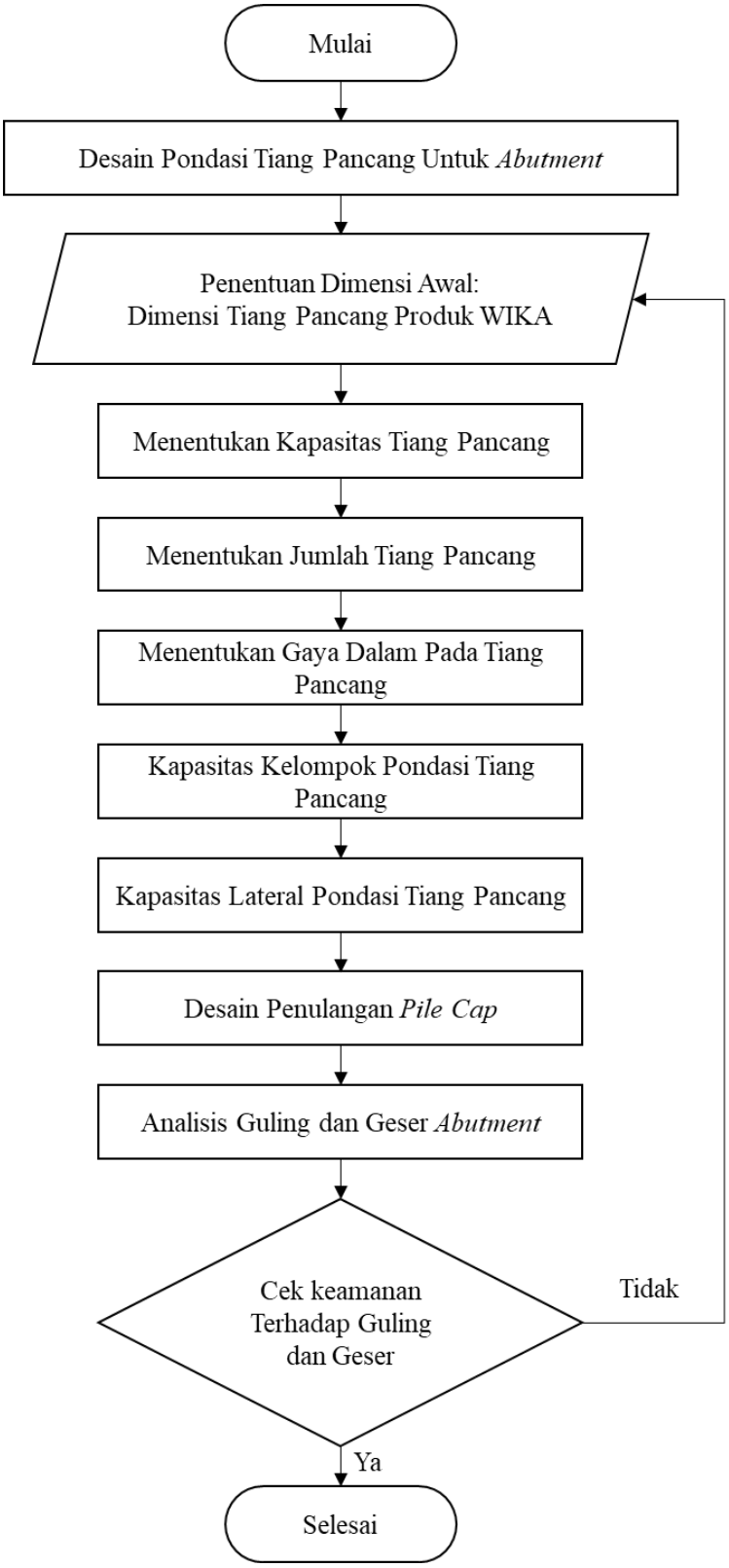
Gambar 4.8 Digram Alir Perancangan Gelagar Jembatan



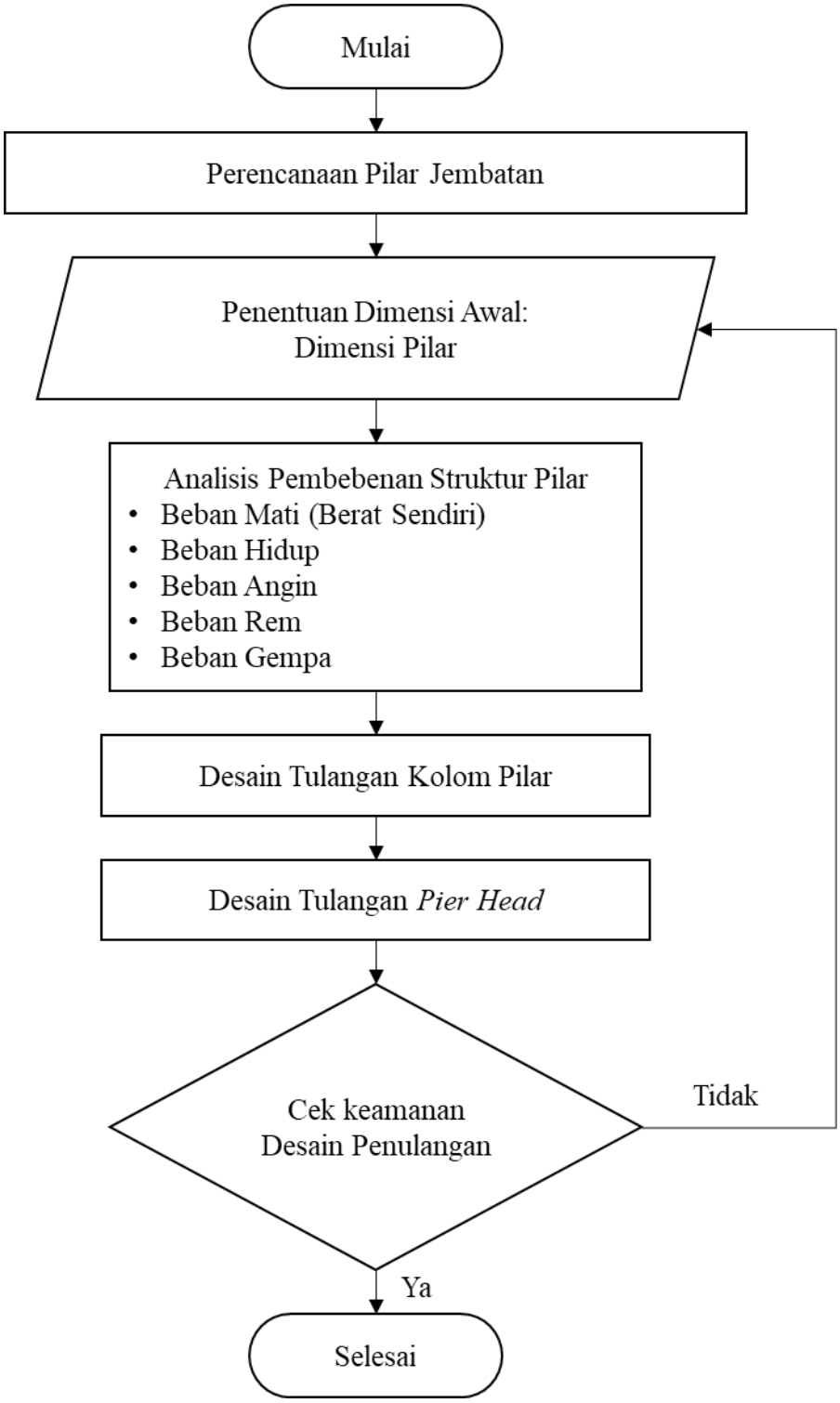
Lanjutan Gambar 4.9 Digram Alir Perancangan Gelagar Jembatan



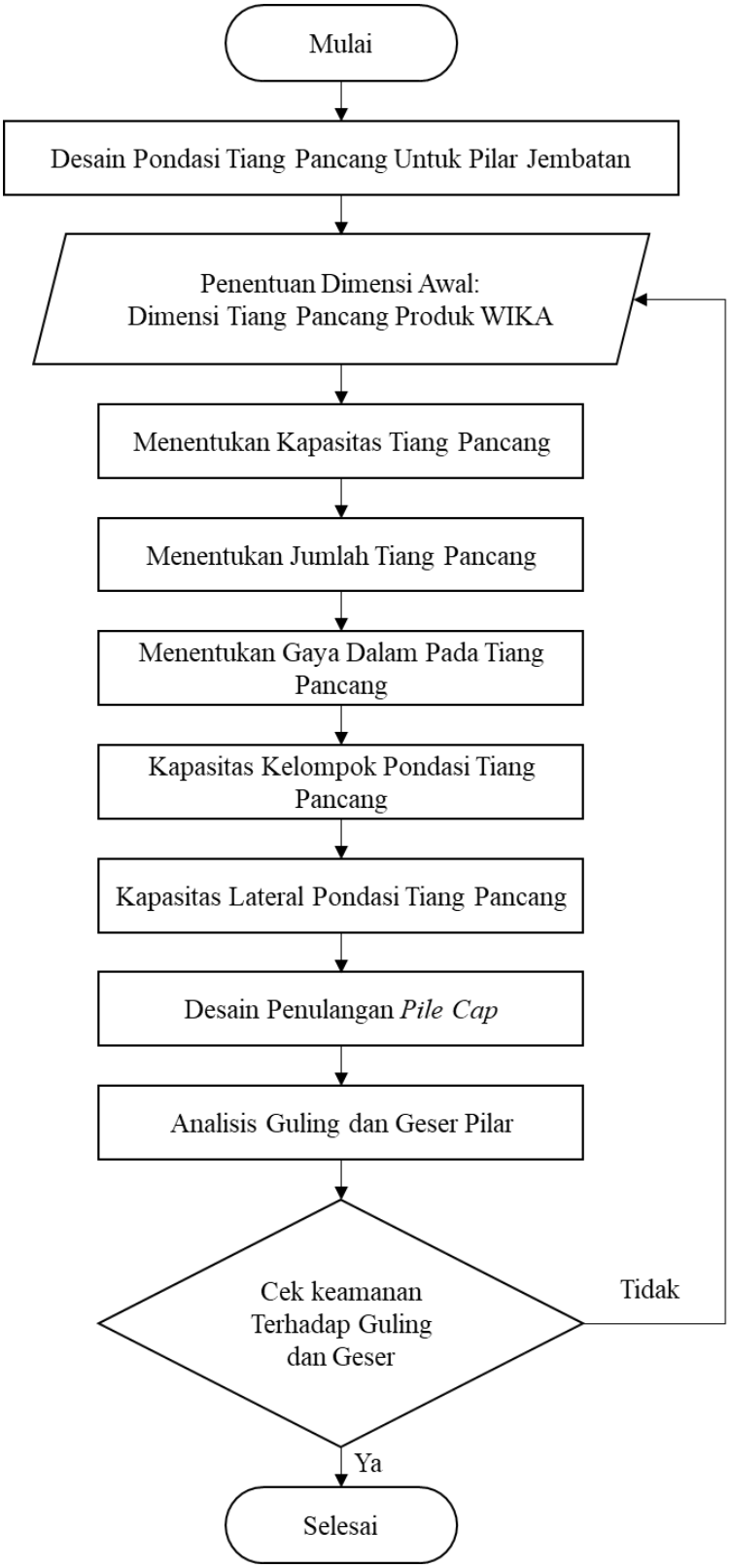
Gambar 4.10 Diagram Alir Perancangan *Abutment* Jembatan



Gambar 4.11 Diagram Alir Perancangan Pondasi *Abutment* Jembatan



Gambar 4.12 Diagram Alir Perencanaan Pilar Jembatan



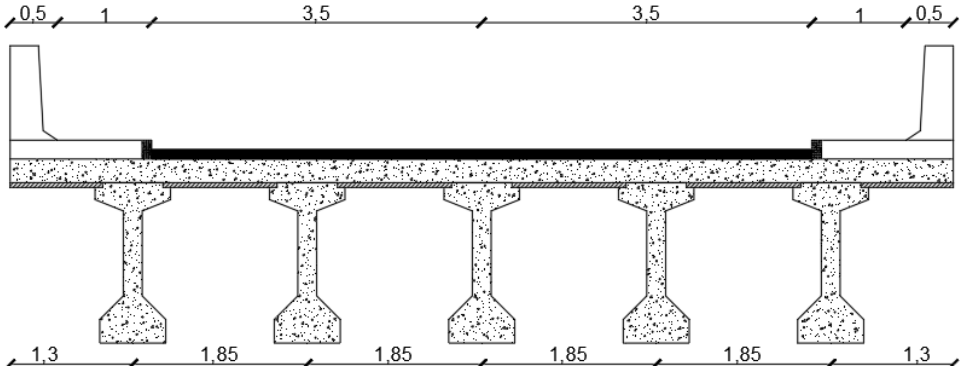
Gambar 4.13 Diagram Alir Perancangan Pondasi Pilar

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Tinjauan Umum

Dalam perencanaan struktur jembatan ini, digunakan beton prategang PCI Girder dengan struktur balok sederhana. Analisis struktur dilakukan dengan bantuan program Ms. Excel dan SAP2000. Perhitungan ini mengikuti peraturan desain yang tercantum dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016), (Badan Standardisasi Nasional, 2016), SNI 1154:2016 mengenai (Badan Standarisassi Nasional, 2016), (Badan Standardisasi Nasional, 2021).

5.1.1 Data Teknis Perencanaan



Gambar 5.1 Potongan Melintang Rencana Jembatan

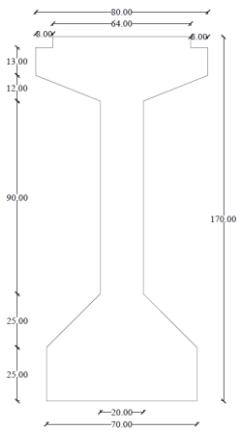
Perencanaan jembatan ini menggunakan struktur balok prategang dengan penampang I Girder paskatarik. Berikut ini adalah data teknis perencanaaan.

1. Panjang total jembatan L_t = 60,6 m
2. Panjang bentang jembatan L = 30 m
3. Jumlah I Girder n = 5
4. Jarak antar girder s = 1,85 m
5. Lebar trotar b_2 = 1,5 m
6. Tebal Trotoar h_{tr} = 0,3 m
7. Tebal aspal + overlay t_a = 0,1 m
8. Tebal genangan air hujan t_h = 0,05 m

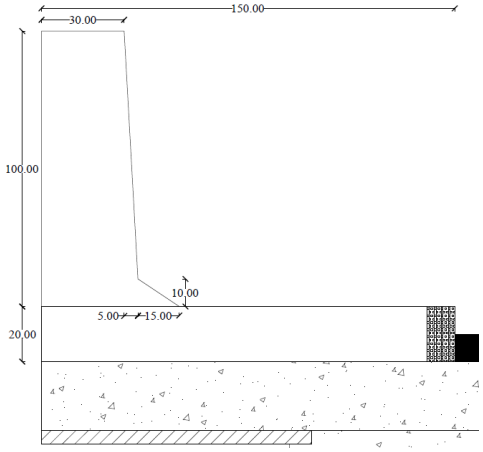
5.1.2 Data Material Perencanaan

Berikut merupakan mutu material yang digunakan dalam perencanaan jembatan sanggarahan kulon progo.

1. Mutu Beton
   a. Material beton bertulang pada pelat lantai jembatan (slab) digunakan mutu beton dengan *f'c*=30MPa
   b. Material beton prategang digunakan mutu beton dengan *f'c*= 50MPa
   c. Material beton pada fondasi spun pile digunakan mutu beton dengan *f'c*= 52 MPa
2. Mutu Baja
   a. Untuk Ø < 12 mm digunakan mutu baja U-390 dengan tegangan leleh baja yang digunakan *fy* = 390 MPa.
   b. Untuk Ø ≥ 12 mm digunakan mutu baja U-420 dengan tegangan leleh baja yang digunakan *fy* = 420 MPa.
   c. Penampang PCI girder yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Gambar 5.2
3. Penampang barrier yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Gambar 5.3
4. Balok prategang yang digunakan dalam perencanaan ini menggunakan baja prategang dengan spefikasi pada Tabel 5.1 dan untuk data berat volume material yang digunakan dalam perencanna dapat dilihat pada Tabel 5.2



Gambar 5.2 Detail Penampang PCI Girder H-170



Gambar 5.3 Detail Penampang *Barrier* dan Trotoar

Tabel 5.1 Data Tendon Prategang

Data *Strands Cable* **Jenis *Strands*: Tujuh kawat Baja Tanpa Lapisan Dipilin Untuk Konstruksi Beton Pratekan PC (*Strand*/KBjP-P7) SNI 1154:2016**			
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
Luas Penampang *Strands*	$A_{strands}$	=98,71	mm^2
Diameter Selubung Tendon		=84	mm
Diameter Baja Prategang	D_{ps}	=12,7	mm
Modulus Elastis *Strands*	E_{ps}	=197000	MPa
Dongkrak	VSL 19		

Sumber: SNI 1154:2016 dan VSL Indonesia (2016)

Tabel 5.2 Berat Jenis Material

Spesific Gravity		**kN/m³**
Aspal	γ_a	22,4
Beton	γ_c '	24
Beton Bertulang	γ_c	25
Beton Prategang	γ_{ci}	25
Genangan Air	γ_w	9,8

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan (2016)

5.2 Perencanaan Pelat Jembatan

5.2.1 Analisis Pembebanan Pelat Jembatan

Beban yang diterima oleh pelat lantai jembatan dapat memengaruhi perencanaan struktur lantai jembatan. Berikut adalah jenis-jenis beban yang bekerja pada lantai jembatan.

Beban yang bekerja pada pelat lantai jembatan dapat mempengaruhi perencanaan struktur pelat lantai jembatan. Berikut merupakan beban yang bekerja pada lantai jembatan.

1. Beban Mati Sendiri (M_S)

   Berat beton bertulang γ_c = 25 kN/m^3

   Tebal *slab* jembatan t_s = 0,25 m

   Tinjauan *slab* jembattan b = 1 m

   Sehingga, nilai beban mati sendiri pada pelat jembatan dapat diketahui melalui persamaan sebagai berikut.

   $W_s = b \times t_s \times \gamma_c$

   W_s = 1×0,25×25

   W_s = 6,25 kN/m

2. Beban Mati Tambahan (W_A)

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

      Berat jenis air γ_w = 9,8 kN/m^3

      Berat jenis aspal γ_a = 22 kN/m^3

      Berat jenis beton bertulang γ_c = 25 kN/m^3

      Tebal aspal + *overlay* t_a = 0,05 m

      Tebal genangan air hujan t_h = 0,05 m

      Sehingga, nilai beban mati tambahan akibat aspal dan air hujan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

      $W_s = Q_a + Q_w$

      $W_s = (t_a . \gamma_a) + (t_h . \gamma_w)$

      W_s = (0,05×22)+(0,05×9,8)

      W_s = 1,59 kN/m

   b. Beban terpusat akibat *barrier* (W_a)

Berat jenis beton bertulang γ_c = 25 kN/m^3

Tebal aspal + *overlay* b = 1000 mm

Luas penampang barrier A_b= 369800 mm^2

Sehingga, nilai beban mati tambahan akibat beban terpusat *barrier* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$W_a = A_b \times b \times \gamma_c$

W_a = 369800×1000×25

W_a = 9,25 kN

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

Berat jenis beton bertulang γ_c = 25 kN/m^3

Tebal aspal + overlay h_{tr} = 0,3 mm

Luas penampang barrier b_{tr} = 1,5 mm^2

Sehingga, nilai beban mati tambahan akibat beban merata akibat trotoar dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

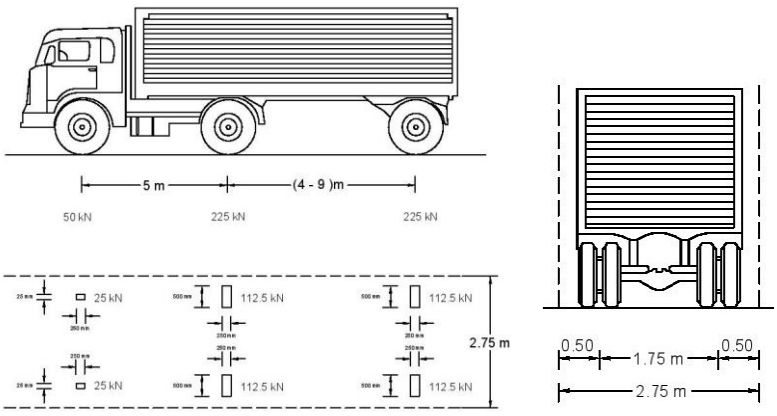
$W_{tr} = b_{tr} \times h_{tr} \times \gamma_c$

W_{tr} = 1,5×0,3×25

W_{tr} = 11,25 kNm

3. Beban Lalu Linta Truk (P_T)

Dalam perencanaan, perhitungan pelat lantai didasarkan pada beban lalu lintas truk, dengan fokus pada beban terbesar yang terjadi pada roda tengah atau roda belakang truk. Berikut ini adalah perhitungan beban lalu lintas truk.:



Gambar 5.4 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

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

Beban 1 roda P_1 = 112,5 kN/m^3

Jarak antar roda x = 1,75m

Faktor pembesaran dinamik FDB = 0,3

Dengan demikian, nilai beban lalu lintas truk (P_{T1}) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut..

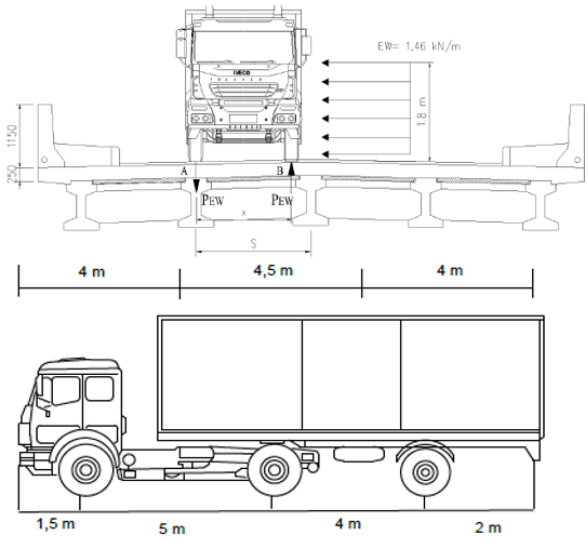
$$P_{T1} = P_1 \times (1 + FBD)$$

$$P_{T1} = 112{,}5 \times (1+0{,}3)$$

$$P_{T1} = 146{,}25 \text{ kN}$$

4. Beban Angin Kendaraan (E_{WL})

Dalam (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), disebutkan bahwa beban angin pada kendaraan bekerja tegak lurus terhadap arah beban kendaraan pada ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Tekanan angin diberikan sebagai beban merata sebesar 1,46 kN/m. Beban angin yang mempengaruhi kendaraan dapat berupa tekanan atau gaya angkat akibat angin.



Gambar 5.5 Ilustrasi Pembebanan Angin Kendaraan
(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan, 2016)

Tekanan angin kendaraan E_W= 1,46 kN/m

Tinggi tekananan kendaraan dari permukaan jalan h = 1,8 m

Jarak antar roda x = 1,75 m

Lebar tangkapan angin pada gandar depan L_{T1} = 4 m

Lebar tangkapan angin pada gandar tengah L_{T2} = 4,5 m

Lebar tangkapan angin pada gandar belakang L_{T3} = 4 m

Sehingga beban angin yang bekerja pada kendaraan dapat dihitung dengan persamaan berikut.

a. Gandar depan

$T_{EW1} = E_W \times L_{T1}$

T_{EW1} = 1,46×4

T_{EW1} = 5,84 kN

b. Gandar tengah

$T_{EW2} = E_W \times L_{T2}$

T_{EW2} = 1,46×4,5

T_{EW2} = 6,57 kN

c. Gandar belakang

$T_{EW3} = E_W \times L_{T3}$

T_{EW3} = 1,46×4

T_{EW3} = 5,84 kN

Untuk beban angin yang digunakan adalah beban angin yang bekerja terbesar yaitu beban angin pada bagian gandar tengah, Sehingga beban angin dapat dihitungdengan persamaan sebagai berikutt

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

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

P_{EW} = 6,76 kN

5. Beban Pejalan Kaki (T_P)

Beban pejalan kaki sebesar 5 kPa ditetapkan sepanjang trotoar apabila trotoar yang direncanakan memiliki lebar lebih dari 600 mm. Beban pejalan kaki dapat dihitung seperti berikut ini.

Berat pejalan kaki T_P= 5 kN/m^2

Lebar trotoar b_{tr} = 1 m

Jumlah trotoar n_{tr} = 2

Jumlah gelagar $n_g = 2$

$W_{TP} = T_P \times b_{tr} \times n_{tr}$

$W_{TP} = 5 \times 1 \times 2$

$W_{TP} = 10$ kN/m

Jika digunakan metode analisis pendekatan maka beban pejalan kaki yang bekerja pada suatu gelagar harus dibagi dengan jumlah gelagar yang terkena beban secara langsung terhadap beban pejalan kaki, Sehingga beban yang diterima pada tiap gelagar tepi adalah

$$W_P = \frac{W_{TP}}{n_g}$$

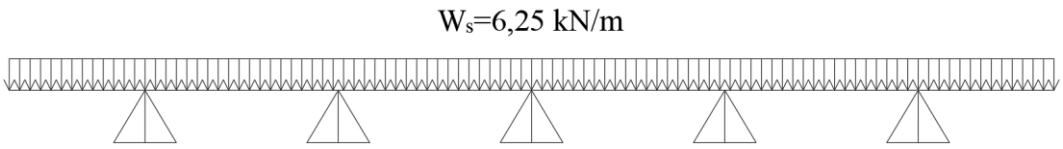
$$W_P = \frac{10}{2}$$

$W_P = 5$ kN/m

Sehingga beban pejalan kaki sebesar 5 kN/m diaplikasikan di sepanjang bentang jembatan, pada setiap gelagar sebagai beban merata.

5.2.2 Pemodelan Pembebanan SAP2000

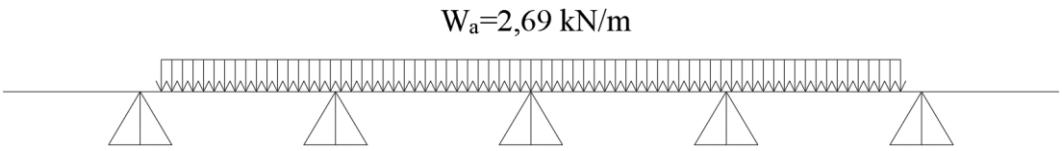
Untuk mendapatkan momen yang bekerja pada pelat jembatan, hasil perhitungan perlu dianalisis lebih lanjut dengan menggunakan bantuan Program SAP2000. Permodelan pada SAP2000 slab yang bertumpu pada girder diasumsikan sebagai tumpuan sendi. Berikut adalah hasil dari permodelan dan hasil BMD (*Bending Moment Diagram*) dari masing-masing jenis perhitungan pembebanan yang bekerja. Berikut merupakan hasil *running* aplikasi SAP2000 dari memasukkan beban-baban dari perhitungan di atas.



Gambar 5.6 Pemodelan Beban Mati Sendiri (W_S) Pada SAP2000



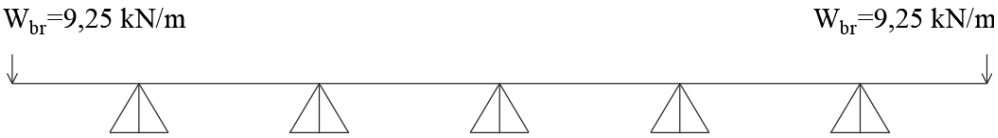
Gambar 5.7 BMD Akibat Beban Mati Sendiri (W_S)



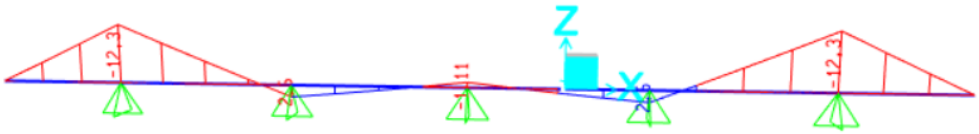
Gambar 5.8 Pemodelan Beban Mati Akibat Aspal dan Air Huja (W_a) Pada SAP2000



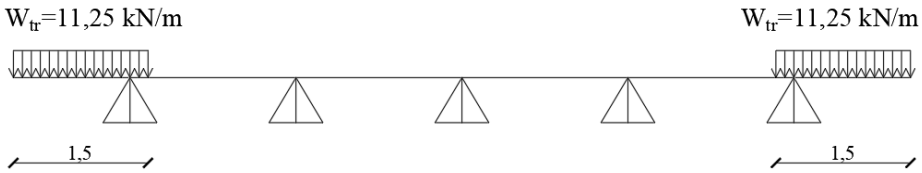
Gambar 5.9 BMD Akibat Beban Aspal dan Air Huja (W_a)



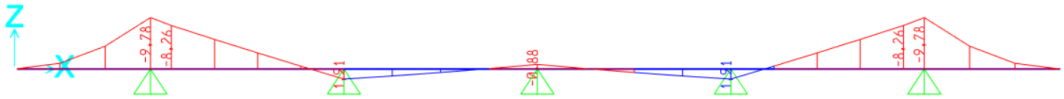
Gambar 5.10 Pemodelan Beban Barrier (W_{br}) Pada SAP2000



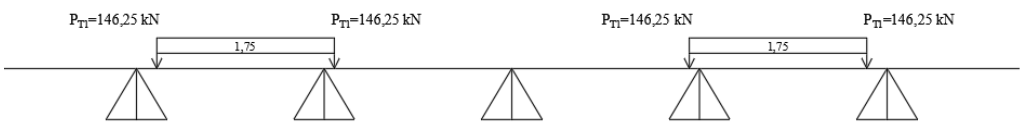
Gambar 5.11 BMD Akibat Beban Barrier (W_{br})



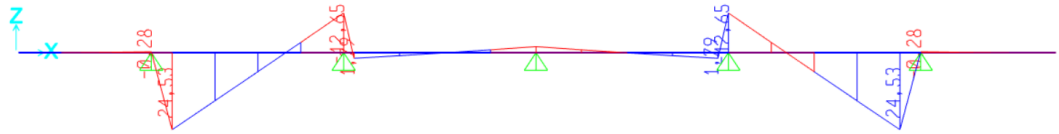
Gambar 5.12 Pemodelan Beban Trotoar (W_{tr}) Pada SAP2000



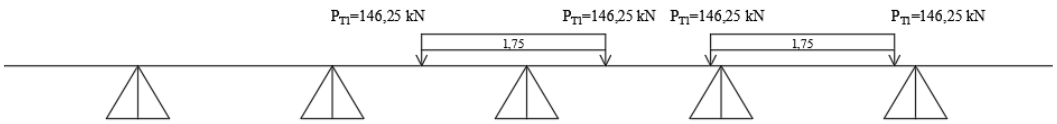
Gambar 5. 13 BMD Akibat Beban Trotoar (W_{tr})



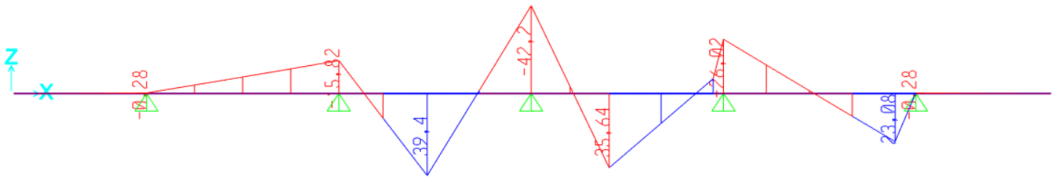
Gambar 5.14 Pemodelan Beban Truk Model 1 (P_{T-1}) Pada SAP2000



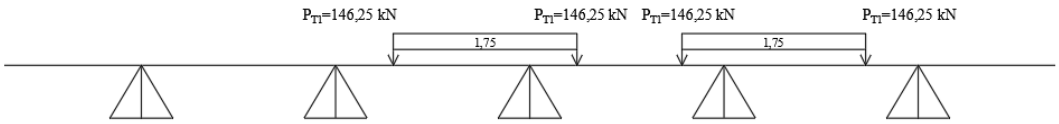
Gambar 5.15 BMD Akibat Beban Truk Model 1 (P_{T-1})



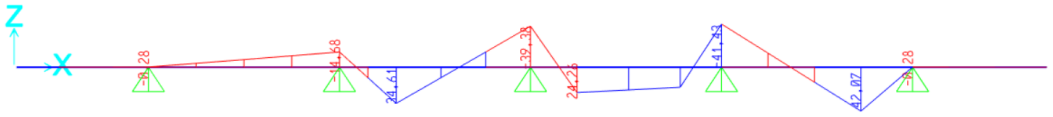
Gambar 5.16 Pemodelan Beban Truk Model 2 (P_{T-2}) Pada SAP2000



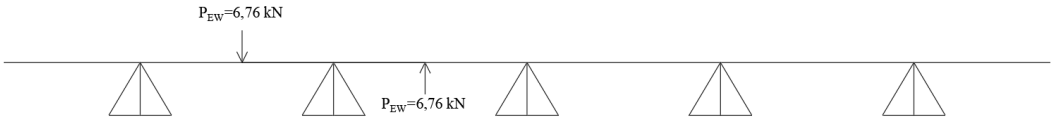
Gambar 5.17 BMD Akibat Beban Truk Model 2 (P_{T-2})



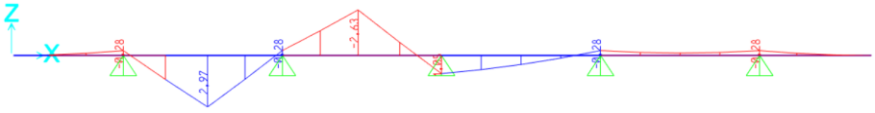
Gambar 5.18 Pemodelan Beban Truk Model 3 (P_{T-3}) Pada SAP2000



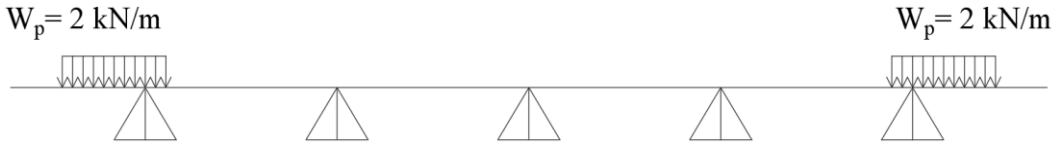
Gambar 5.19 BMD Akibat Beban Truk Model 3 (P_{T-3})



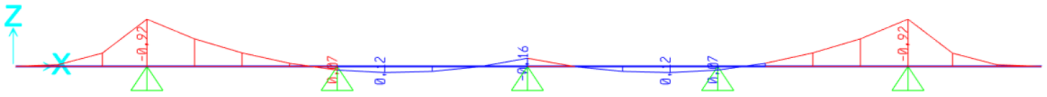
Gambar 5. 20 Pemodelan Beban Angin Kendaraan (P_{EW}) Pada SAP2000



Gambar 5.21 BMD Akibat Beban Angin Kendaraan (P_{EW})



Gambar 5.22 Pemodelan Beban Pejalan Kaki (W_P) Pada SAP2000



Gambar 5.23 BMD Akibat Beban Pejalan Kaki (W_P)

Berdasarkan hasil dari pemodelan pada SAP2000 dapat diketahui momen maksimum yang terjadi pada suatu struktur yang disebabkan oleh beban yang bekerja pada struktur tersebut. Hasil rekapitulasi momen yang didapatkan dari SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.4 di bawah ini.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Hasil Momen yang Bekerja pada Struktur

No.	Jenis Beban	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
1	Beban Mati Sendiri (W_S)	5.56	1.18
2	Beban Merata Akibat Aspal dan Air Hujan (W_a)	0.97	0.64
3	Beban Terpusat Akbiat *Barrier* (W_{br})	12.30	1.11
4	Beban Merata Akibat Trotoar (W_{tr})	9.78	1.91
5	Beban Lalu Lintas Truk Model 1 (P_{T1})	12.56	24.53
6	Beban Lalu Lintas Truk Model 2 (P_{T2})	42.20	39.40
7	Beban Lalu Lintas Truk Model 3 (P_{T3})	41.43	42.07
8	Beban Angin Kendaraan (E_{WL})	0.28	2.97
9	Beban Pejalan Kaki (T_P)	0.92	0.07

Dari hasil Tabel 5.3 di atas didapatkan momen terbesar beban lalu lintas pada tumpuan didapatkan pada model 2, sedangkan untuk momen terbesar pada lapangan didapatkan pada model 3. Momen yang diakibatkan oleh oleh beban truk ini dinotasikan sebagai M_{TT}. Untuk momen yang diakibatkan oleh beban mati sendiri dinotasikan sebagai M_S, sedangkan momen akibat penjumlahan beban mati

tambahan dinotasikan sebagai M_A, dan momen yang diakibatkan beban angin kendaraan akan dinotasikan sebagai M_{EW}. Sehingga, momen pakai yang diperoleh dari hasil pembebanan diatas dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Momen Terpakai

No.	Jenis Momen	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
1	Momen Akibat Beban Mati Sendiri (M_S)	5.56	1.18
2	Momen Akibat Beban Mati Tambahan (M_A)	23.05	3.66
3	Momen Akibat Beban Lalu Lintas Truk (M_{TT})	42.20	42.07
4	Momen Akibat Beban Angin Kendaraan (M_{EW})	0.28	2.97
5	Momen Akibat Beban Pejalan Kaki (M_{TP})	0.92	0.07

5.2.3 Momen Ultimate (M_U)

Momen Ultimate adalah hasil dari perkalian antara momen pakai dikalikan dengan dengan faktor beban. Dengan adanya Momen Ultimate yang bekerja perencana dapat malakukan analisis tulangan pada pelat jembatan. Dalam perencanaan ini faktor beban diambil melalui(Badan Standarisasi Nasional, 2016). Dalam perencanaan pelat jembatan pada (Badan Standardisasi Nasional, 2021)hasil dari perhitungan kombinasi Kuat I dapat digunakan dalam perencanaan pelat. Berikut merupakan contoh perhitungan momen ultimate pada pelat jembatan.

M_u=Faktor beban×Momen tumpuan

M_u=1,3×5,56

M_u=7,23 kNm

Adapun perbandingan antara beberapa kombinasi pembebanan sebagai perbandingan besaran momen *ultimate* yang diperoleh pada masing-masing jenis momen dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 5.5 Perbandingan Momen Ultimate (M_U)

KOMBINASI KUAT I						
No.	**Jenis Momen**	**Faktor Beban**	**Momen Tumpuan (kNm)**	**Momen Lapangan (kNm)**	**M_U Tumpuan (kNm)**	**M_U Lapangan (kNm)**
1	M_S	1.3	5.56	1.18	7.23	1.53
2	M_A	2	23.05	3.66	46.10	7.32
3	M_{TT}	1.8	42.20	42.07	75.95	75.73
4	M_{EW}	0	0.28	2.97	0.00	0.00
5	M_{TP}	1.8	0.92	0.07	1.65	0.13
				JUMLAH	130.93	84.71
KOMBINASI KUAT II						
No.	**Jenis Momen**	**Faktor Beban**	**Momen Tumpuan (kNm)**	**Momen Lapangan (kNm)**	**M_U Tumpuan (kNm)**	**M_U Lapangan (kNm)**
1	M_S	1.3	5.56	1.18	7.23	1.53
2	M_A	2	23.05	3.66	46.10	7.32
3	M_{TT}	1.4	42.20	42.07	59.07	58.90
4	M_{EW}	0	0.28	2.97	0.00	0.00
5	M_{TP}	1.4	0.92	0.07	1.28	0.10
				JUMLAH	113.69	67.85
KOMBINASI DAYA LAYAN I						
No.	**Jenis Momen**	**Faktor Beban**	**Momen Tumpuan (kNm)**	**Momen Lapangan (kNm)**	**M_U Tumpuan (kNm)**	**M_U Lapangan (kNm)**
1	M_S	1	5.56	1.18	5.56	1.18
2	M_A	1	23.05	3.66	23.05	3.66
3	M_{TT}	1	42.20	42.07	42.20	42.07
4	M_{EW}	1	0.28	2.97	0.28	2.97
5	M_{TP}	1	0.92	0.07	0.92	0.07
				JUMLAH	72.01	49.95
KOMBINASI DAYA LAYAN II						
No.	**Jenis Momen**	**Faktor Beban**	**Momen Tumpuan (kNm)**	**Momen Lapangan (kNm)**	**M_U Tumpuan (kNm)**	**M_U Lapangan (kNm)**
1	M_S	1	5.56	1.18	5.56	1.18
2	M_A	1	23.05	3.66	23.05	3.66
3	M_{TT}	1.3	42.20	42.07	54.85	54.70
4	M_{EW}	0	0.28	2.97	0.00	0.00
5	M_{TP}	1.3	0.92	0.07	1.19	0.09
				JUMLAH	84.66	59.62

Dari beberapa tabel kombinasi pembebanan yang ada di atas, jumlah nilai pada kombinasi pembebanan kuat I merupakan yang terbesar dibandingkan dengan beberapa kombinasi pembebanan lainnya. Pada kombinasi pembebana kuat I nilai

momen tumpuan lebih besar dibandingkan dengan momen di lapangan, sehingga untuk momen ultimate yang digunakan adalah momen ultimate di tumpuan yaitu Mu= 30,93 kNm.

5.2.4 Analisis Penulangan Pelat Jembatan

Pada perencaan pelat jembatan ini contoh perhitungan mengacu pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021 pada Sub Bab 2.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai. Berikut adalah langkah-langkah perhitungan tulangan pada pelat jembatan.

1. Desain Tulangan Lentur

Lebar efektif pelat lantai, b= 1850 mm

Tebal pelat lantai, t_s= 250 mm

Selimut beton, d'= 30 mm

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

$= 250\text{-}30$

$= 220\ mm$

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

$= \frac{1850 \times 250^3}{12}$

$= 2408854166{,}67\ mm^4$

Titik berat penampang, $y_t = \frac{t_s}{2}$

$= \frac{250}{2}$

$= 125$ mm

Mutu beton, f'_c= 30 MPa

β= 0,85

Mutu baja tulangan, fy= 420 MPa

Momen terfaktor, Mu= 129,28 kNm

Faktor reduksi lentur, ϕ_f= 0,9

Luas tulangan minimun, $As_{req} = \frac{M_u}{\phi_f \times f_y \times (0{,}85 d_e)}$

$$= \frac{129{,}28}{0{,}9\times420\times(0{,}85\times220)}$$

$$= 1828.93 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan, $D = 16$ mm

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

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times16^2\times1850}{1828{,}93}$$

$$= 203{,}38 \text{ mm}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Luas tulangan yang digunakan, $$As_{use} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D^2\times b}{s}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times16^2\times1850}{200}$$

$$= 1859{,}82 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan, $As_{use} \geq As_{req}$

$1859{,}82 \geq 1828{,}93$

Syarat terpenuhi

Tinggi balok ekivalen, $$\alpha = \frac{As_{use}\times f_y}{0.85\times f'_c\times b}$$

$$= \frac{1859{,}82\times420}{0.85\times30\times1850}$$

$$= 16{,}56 \text{ mm}$$

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

$$= 3719{,}65\times420\times\left(220-\frac{16{,}56}{2}\right)$$

$$= 165{,}38 \text{ kNm}$$

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

$$= \frac{16{,}56}{0{,}85}$$

$= 19{,}48$

$\varepsilon_c = 0{,}03$

Cek regangan baja, $\varepsilon_s = \left(\frac{d_e - c}{c}\right)\varepsilon_c$

$= \left(\frac{220\text{-}19{,}48}{19{,}48}\right)0{,}03$

$= 0{,}31$

Karena hasil reganggan baja yang diperoleh adalah 0,31 dan hasil tersebut lebih besar dari 0,005 maka penggunaan nilai faktor reduksi kekukuatan lentur sebesar 0,9 sudah sesuai dengan persyaratan, yaitu $\varepsilon_s > 0{,}005$

$M_r = \phi_f \times M_n$

$= 0{,}9 \times 165{,}38$

$= 148{,}84$ kNm

Adapun syarat tulangan yang digunakan harus memenuhi salah satu syarat di bawah ini.

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

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

$= 3{,}4$ MPa

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

$\gamma_3 = 0{,}75$

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

$= 0{,}75 \times 1{,}6 \times 3{,}4 \times \left(\frac{2408854166{,}67}{125}\right)$

$= 79796330{,}10$ Nmm

$= 79{,}80$ kNm

Dengan demikian, pesyaratan tulangan minimum sebagai berikut ini.

$1{,}33M_u = 1{,}33 \times M_u = 171{,}94$ kNm

$1{,}2M_{cr} = 1{,}2 \times M_{cr} = 95{,}76$ kNm

Cek syarat tulangan minimum

$M_r \geq \min(1{,}2M_{cr}, 1{,}33M_u)$

$148{,}84 \geq 95{,}76$

Sehingga untuk tulangan lentur pada pelat lantai dapat digunakan ukuran D16-200 (T3 dan T4) Maka luas tulangan minimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari $1{,}33M_U$ atau $1{,}2M_{cr}$. Karena $1.2M_{cr} < 1.33M_U$, maka yang menentukan luasan tulangan minimum adalah$1{,}2M_{cr}$. Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh tahanan lentur terfaktor (M_r) sebesar 148,84 kNm 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 adapun syarat persentase tulangan susut adalah sebagai berikut.

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

Dimana S merupakan jarak antar girder dalam satuan meter, sehingga dari persamaan diatas didapatkan nilai seperti di bawah ini.

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

$$80{,}87\% \leq 67\%$$

Karena hasil yang diperoleh sebesar 80,87%. Dimana nilai 80,87% > 67% maka untuk persentase tulangan yang dapat digunakan adalah 67%. Sehingga untuk tulangan yang digunakan dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini.

$$A_s = As_{req} \times 67\%$$

$$A_s = 1828{,}93 \times 67\%$$

$$A_s = 1225{,}39\ mm^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 13$ mm

Jarak antar tulangan,

$$s = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{As}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1850}{1225{,}39}$$

$$= 200{,}39\ mm$$

$= 200$ mm

Luas tulangan yang digunakan

$$As_{use} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$As_{use} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1850}{200}$$

$$As_{use} = 1227{,}77 \text{ mm}^2$$

Cek syarat tulangan pembagi

$$As_{terpakai} \geq A_s$$

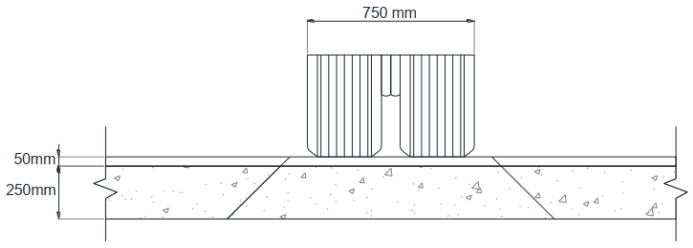
$$1227{,}77 \geq 1225{,}39$$

Syarat terpenuhi

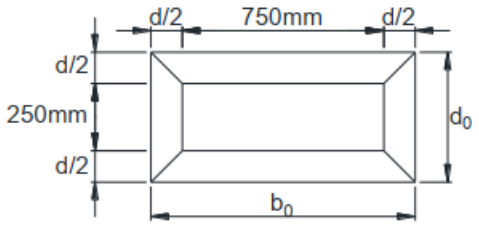
Sehingga dari perhitungan tulangan pembagi di atas, jarak antar tulangan yang digunakan adalah D13-200

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

Menurut (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021), pengecekan geser pada pelat akibat *punching shear* diperlukan untuk mencegah retak akibat beban. Bidang kritis pada pelat menentukan kekuatan pelat lantai terhadap gaya geser yang bekerja. Bidang kritis ini adalah area kontak antara beban roda truk dan pelat jembatan, berjarak d/2 dari permukaan beban. Berikut adalah ilustrasi gambar *punching shear*.



Gambar 5.24 Bidang Kontak Truk dengan Pelat Lantai
(Sumber: Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021, 2021)



Gambar 5.25 Jarak Bidang Kritis Geser
(Sumber: Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021, 2021)

Berikut merupakan perhitungan gaya geser pada pelat lantai (*punching shear*)

Dimensi bidang kontak truk, P= 750 mm

L= 250 mm

Mutu beton pelat lantai, $f'c$= 30 MPa

Selimut beton pelat lantai, d'= 30 mm

Tinggi efektif pelat lantai, $d_e = L - d'$

$d_e = 250 - 30$

d_e= 220 mm

Dimensi penampang kritis, $b_o = P + d_e$

b_o= 750+220

b_o= 970 mm

$d_o = L + d_e$

d_o= 250+220

d_o= 470 mm

Keliling geser kritis, $U = 2(b_o + d_o)$

U= 2(970+470)

U= 2880 mm

Rasio panjang terhadap lebar $\beta_c = \frac{b_o}{d_o}$

$\beta_c = \frac{970}{470}$

β_c= 2,06

Beban truk TT= 112,5 kN

Faktor pembesaran dinamis FBD= 0,3

Faktor beban hidup $LF = 1,8$

Faktor reduksi geser $\phi_v = 0,75$

Gaya geser terfaktor $V_U = \text{LF} \times (1 + \text{FBD}) \times \text{TT}$

$V_U = 1,8 \times (1+0,3) \times 112,5$

$V_U = 265,25$ kN

Kuat geser nominal pelat $V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c}\right) . \sqrt{\text{f'}_c\text{MPa}} . \text{U} . \text{d}_e$

$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{2,06}\right) . \sqrt{30} . 2880 . 470$

$V_n = 1144,86$ kN

Cek syarat geser nominal pelat $Vn \leq 0,330 \sqrt{\text{f'}_c\text{MPa}} . \text{U} . \text{d}_e$

$1144,86 \leq 0,330 \sqrt{30} . 2880 . 470$

$1144,86 \leq 1145,22$

Cek syarat geser nominal pelat, *Syarat terpenuhi*

Gaya geser pada pelat $V_r = \phi_v \times V_n$

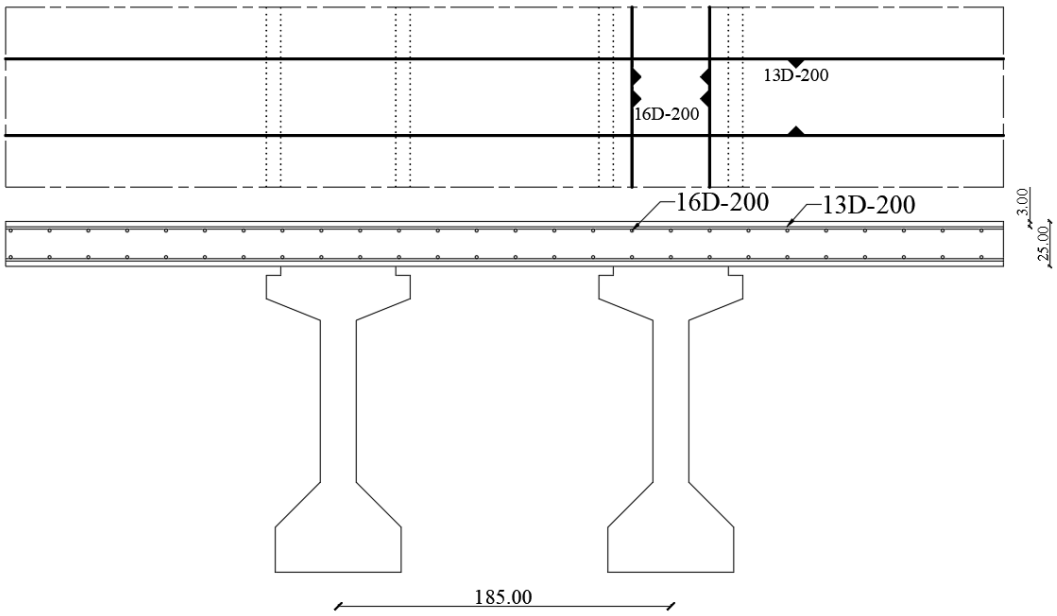
$V_r = 0,75 \times 1145,22$

$V_r = 858,65$ kN

Kontrol terhadap geser gaya geser yang bekerja $V_U \leq V_r$, dimana dari dari hasil perhitungan diatas didapatkan $263,25 \leq 858,65$ sehingga kontrol terhadap gaya geser yang bekerja suda terpenuhi

5.2.5 Hasil Desain Perencanaan Pelat Jembatan

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil gambar perencanaan seperti gambar di bawah ini.



Gambar 5.26 Detail Tulangan Pelat Lantai

5.3 Perencanaan PCI-Girder Jembatan

Setelah selesai melakukan perhitungan pada pelat lantai, maka selanjutnya kita dapat melakukan perencanaan terhadap gelagar jembatan. Adapun pada perencanaan ini, gelagar jembatan yang direncanakan menggunakan tipe *Prestressed Concrete* I Girder dengan tipe H-170.

5.3.1 Data-Data Perencanaan

1. Gelagar Beton

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

Kuat tekan beton awal saat stressing $f'_{cig} = 0{,}8 \times f'_{cg}$

$f'_{cig} = 0{,}8 \times 50$

$f'_{cig} = 40$ MPa

Modulus elastisitas gelagar saat umur 28 hari, $E_{cg} = 4700 \times \sqrt{f'_{cg}\text{MPa}}$

$E_{cg} = 4700 \times 50$

$E_{cg} = 33234{,}02$ MPa

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

$E_{cig} = 4700 \times \sqrt{40}$

$E_{cig} = 29725.41$ MPa

Berat jenis beton, $\gamma_c = 25$ kN/m^3

2. Pelat Beton

Kuat tekan beton umur 28 hari, $f'_{cd} = 35$ MPa

Kuat tekan beton saat pertama kali dibebani, $f'_{cid} = 30$ MPa

Modulus elastisitas beton saat umur 28 hari, $E_{cd} = 4700 \times \sqrt{f'_{cd}\text{MPa}}$

$E_{cd} = 4700 \times \sqrt{35}$

$E_{cd} = 27805{,}57$ MPa

Modulus elastisitas beton saat transfer $E_{cid} = 4700 \times \sqrt{f'_{cid}\text{MPa}}$

$E_{cid} = 4700 \times \sqrt{30}$

$E_{cid} = 25742{,}96$ MPa

3. Baja Prategang

Adapun tipe *Strand* yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *Seven Wire Strand, Low Relaxation*. Berikut merupakan data-data baja prategang.

Diameter *strand*, $D_{ps} = 12{,}7$ mm

Luas penampang *strand*, $A_{strands} = 98.71$ mm^2

Tegangan putus baja prategang, $f_{pu} = 1860$ MPa

Tegangan leleh baja prategang $f_{py} = 0{,}9 \times f_{pu}$

$f_{py} = 0{,}9 \times 1860$

$f_{py} = 1674$ MPa

Modulus elastisitas baja prategang, $E_{ps} = 197000$ MPa

Tegangan di baja prategang sebelum transfer, $f_{pbt} = 0{,}75 \times f_{pu}$

$f_{pbt} = 0{,}75 \times 1860$

$f_{pbt} = 1395$ MPa

4. Baja Tulangan

Tegangan leleh baja tulangan nonprategang, f_y= 420 MPa

Modulus elastisitas baja tulangan nonprategang, E_s= 2000000 MPa

5.3.2 Modulus Penampang PCI-Girder

Penelitian ini mengacu pada Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 3 tahun 2017 untuk memperkirakan tinggi total sistem dek. Menurut tabel dalam peraturan tersebut, tinggi awal sistem dek untuk jembatan gelagar beton I pratekan dengan bentang sederhana ditentukan sebagai 0,045L, di mana L adalah panjang bentang jembatan.

Panjang jembatan, L_b= 30 m

Tinggi minimal sistem dek, $h_d = 0{,}045 \times L_b$

$h_d = 0{,}045 \times 30$

h_d= 1350 mm

Penelitian ini mengacu pada Tabel 3.6.2.2.2b-1 dalam Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 3 (2017) untuk menentukan tebal pelat, jarak antar gelagar, dan jumlah gelagar yang digunakan. Karena jembatan ini termasuk dalam kategori tipe K, jarak antar gelagar yang diizinkan berkisar antara 1100 mm hingga 4900 mm, dan dalam penelitian ini jarak antar gelagar yang dipilih adalah 1850 mm. Tebal pelat yang diharuskan berada dalam rentang 110 mm hingga 300 mm, dan untuk penelitian ini, tebal pelat yang dipilih adalah 250 mm.

Dari perhitungan dan penjelasan dari persyaratan di atas, maka ditentukan dimensi awal gelagar dan dimensi potongan melintang jembatan sebagai berikut.

Tipe gelagar yang digunakan *PCI* = 1700 mm

Jarak spasi antar gelagar S_g= 1850 mm

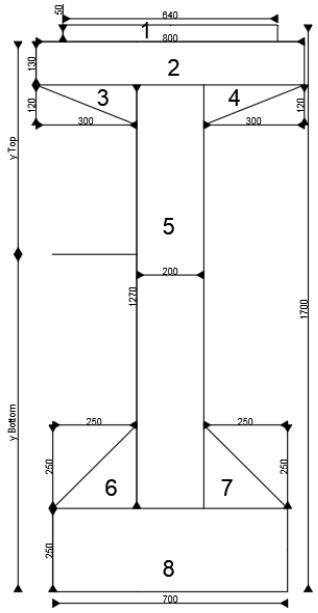
Tebal pelat t_s= 250 mm

Jumlah gelagar yang digunakan n_g= 5

Lebar jalan raya W_r= 700 mm

Adapun detail dimensi gelagar dapat dilihat pada gambar dan tabel di bawah ini.

1. Penampang PCI-Girder Non Komposit



Gambar 5.27 Detail Potongan Melintang Gelagar Nonkoposit

Tabel 5.6 Modulus Penampang PCI-Girder Nonkomposit

No.	Luas			Jarak dari Titik Acuan Ke titik Berat Bangunan		(d)=(a)*(b)	Statis Momen Terhadap Serat Bawah		Hasil Inersia		
	B	H	Luas	X	Y		mm3	y	I_0	$A*y^2$	I
	mm	mm	mm^2	mm	mm			mm	mm^4	mm^4	mm^4
			(a)	(b)	(c)		(e)=(a)*(c)	(f)	(g)	(h)=(a)*(f2)	(i)=(g)+(h)
1	640	50	32000	320	1675	10240000	53600000	854	6666667	23363394326	23370060993
2	800	130	104000	400	1585	41600000	164840000	764	146466667	60777894559	60924361225
3	300	120	18000	200	1480	3600000	26640000	659	14400000	7828032933	7842432933
4	300	120	18000	600	1480	10800000	26640000	659	14400000	7828032933	7842432933
5	200	1270	254000	100	885	25400000	224790000	64	34139716667	1055473384	35195190051
6	250	250	31250	167	417	5208333	13020833	404	108506944	5097240410	5205747355
7	250	250	31250	617	417	19270833	13020833	404	108506944	5097240410	5205747355
8	700	250	175000	350	125	61250000	21875000	696	911458333	84660185428	85571643761
TOTAL (∑)			663500			177369167	544426667		35450122222	195707494384	231157616606

Sehingga, dari tabel diatas data penampang girder non komposit dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

Luas penampang gelagar non komposit, $A_g = 663500\ mm^2$

Momen inersia gelagar non komposit, $I_g = 231154616606\ mm^4$

Tinggi gelagar non komposit, $h_g = 1700\ mm$

Jarak sumbu netral ke serat bawah gelagar non komposit, $y_b = \Sigma e / \Sigma a$

$y_b = 544426666.7/663500$

y_b= 820,54 mm

Jarak sumbu netral ke serat atas gelagar non komposit,

$$y_t = h_g - y_b$$

y_t= 1700 - 820,54

y_t= 879,46 mm

Modulus penampang serat bawah gelagar non komposit,

$$S_b = \frac{I_g}{y_b}$$

$$S_b = \frac{231154616606}{820,54}$$

S_b= 281714853,5 mm^3

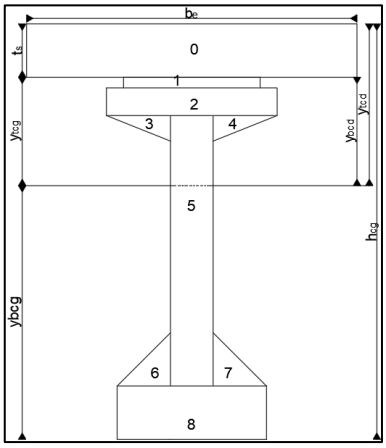
Modulus penampang serat atas gelagar non komposit,

$$S_t = \frac{I_g}{y_t}$$

$$S_t = \frac{231154616606}{879,46}$$

S_t= 262839667 mm^3

2. Penampang PCI-Girder Komposit



Gambar 5.28 Detail Potongan Melintang Gelagar Nonkoposit

Tabel 5.7 Inersia Penampang PCI-Girder Nonkomposit

No.	Luas			Jarak dari Titik Acuan Ke titik Berat Bangunan		(d)=(a)*(b)	Statis Momen Terhadap Serat Bawah		Hasil Inersia		
	B	H	Luas	X	Y		(mm3)	y	I_0	A*y2	I
	mm	mm	mm^2	mm	mm			mm	mm_4	(mm4)	(mm4)
			a	b	c		e=a*c	f	g	$h=a*f^2$	i=g+h
0	1548	250	386955	774	1825	299468750	706193354	634	2015391991	155759627068	157775019059
1	640	50	32000	320	1675	10240000	53600000	484	6666667	7510122692	7516789358
2	800	130	104000	400	1585	41600000	164840000	394	146466667	16181403797	16327870464
3	300	120	18000	200	1480	3600000	26640000	289	14400000	1508058408	1522458408
4	300	120	18000	600	1480	10800000	26640000	289	14400000	1508058408	1522458408
5	200	1270	254000	100	885	25400000	224790000	306	34139716667	23713718872	57853435538
6	250	250	31250	167	417	5208333	13020833	774	108506944	18715505057	18824012002
7	250	250	31250	617	417	19270833	13020833	774	108506944	18715505057	18824012002
8	700	250	175000	350	125	61250000	21875000	1066	911458333	198694620727	199606079060
TOTAL (∑)			1050455			476837917	1250620020		37465514213	442306620086	479772134299

Sehingga, dari tabel diatas data penampang girder komposit dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

Rasio modulus elastisitas pelat terhadap gelagar,

$$n = \frac{E_{cg}}{E_{cd}}$$

$$n = \frac{33234{,}02}{27805{,}57}$$

$$n = 1{,}20$$

Lebar penampang sayap transformasi,

$$b_e = \frac{s_g}{n}$$

$$b_e = \frac{18500}{1{,}20}$$

$$b_e = 1547{,}82 \text{ mm}$$

Tinggi total sistem dek komposit,

$$h_{cg} = h_g + t_s$$

$$h_{cg} = 1700 + 250$$

$$h_{cg} = 1950 \text{ mm}$$

Luas penampang gelagar komposit, $A_{cg} = 1050455 \text{ mm}^2$

Momen inersia gelagar komposit, $I_{cg} = 479772134299 \text{ mm}^4$

Tinggi gelagar non komposit, $h_g = 1700 \text{ mm}$

Jarak sumbu netral ke serat bawah gelagar komposit,

$$y_{bcg} = \Sigma e / \Sigma a$$

$$y_{bcg} = 1250620020/1050455$$

y_{bcg}= 1190,55 mm

Jarak sumbu netral ke serat atas gelagar komposit,

$y_{tcg} = h_g - y_{bcg}$

y_{tcg}= 1700 - 1190,55

y_{tcg}= 509,45 mm

Jarak sumbu netral ke serat atas pelat penampang komposit,

$y_{ctd} = h_{cg} - y_{bcg}$

y_{ctd}= 1950 - 1190,55

y_{ctd}= 759,45

Jarak sumbu netral ke serat bawah pelat penampang komposit,

$y_{bcd} = h_{cg} - y_{bcg} - t_s$

y_{bcd}= 1950 - 1190,55 - 250

y_{bcd}= 509,45 mm

Modulus penampang atas gelagar komposit,

$S_{tcg} = \frac{I_{cg}}{y_{tcg}}$

$S_{tcg} = \frac{479772134299}{509,45}$

S_{tcg}= 941746176,4 mm^3

Modulus penampang bawah gelagar komposit,

$S_{bcg} = \frac{I_{cg}}{y_{bcg}}$

$S_{bcg} = \frac{479772134299}{1190,55}$

S_{bcg}= 402983444,4 mm^3

Modulus penampang atas pelat komposit,

$S_{tcd} = \frac{I_{cg}}{y_{ctd}}$

$S_{tcd} = \frac{479772134299}{759,45}$

S_{tcd}= 631736703,8 mm^3

Modulus penampang bawah pelat komposit,

$S_{bcd} = \frac{I_{cg}}{y_{bcd}}$

$S_{bcd} = \frac{I_{cg}}{y_{bcd}}$

S_{bcd}= 941746176,4 mm^3

5.3.3 Pembebanan PCI-Girder

1. Perhitungan Beban Tak Terfaktor Akibat Beban Mati Struktural Dan Nonstruktural

Berikut merupakan perhitungan untuk beban mati struktural

Lebar pelat, S_g= 1850 mm

Berat pelat, $W_s = S_g \times t_s \times \gamma_c$

W_s= 1850×250×25×10^{-6}

W_s= 11,56 kN/m

Lebar *RC Plate*, w_{rcp}= 1210 mm

Tebal *RC Plate*, t_{rcp}= 50 mm

Berat *RC Plate*, $W_{rcp} = w_{rcp} \times t_{rcp} \times \gamma_c$

W_{rcp}= 1210×50×25×10^{-6}

W_{rcp}= 1,51 kN/m

Luas penampang diafragma tengah, A_{dp}= 2421000 mm^2

Tebal diafragma tengah, t_{dp}= 200 mm

Jumlah diafragma tengah, n_{dp}= 5

Berat diafragma, $W_{dp} = A_{dp} \times t_{dp} \times \frac{n_{dp}}{L_b} \times \gamma_c$

W_{dp}= $2421000.200.\frac{5}{30}.25.10^{-6}$

W_{dp}=2,02 kN/m

Berat gelagar, $W_g = A_g \times \gamma_c$

W_g= 663500×25×10^{-6}

W_g=16,59 kN/m

Untuk memudahkan analisis perhitungan, beban mati struktural pada diafragma dianggap tersebar merata di atas gelagar. Sementara itu, perhitungan untuk beban mati non struktural dapat dilihat pada bagian perhitungan di bawah ini.

Tebal aspal, t_a= 50 mm

Berat aspal, $W_a = S_g \times t_a \times \gamma_a$

$W_a = 1850 \times 50 \times 22 \times 10^{-6}$

$W_a = 2{,}04$ kN/m

Berat jenis air, $\gamma_w = 9{,}8$ kN/m^3

Tebal genangan air hujan, $t_h = 50$ mm

Berat genangan air hujan, $W_h = S_g \times t_h \times \gamma_w$

$W_h = 1850 \times 50 \times 9{,}8 \times 10^{-6}$

$W_h = 0{,}91$ kN/m

Beban trotoar, $w_{tr} = 11{,}25$ kN/m

Jumlah trotoar, $n_{tr} = 2$

Berat trotoar, $W_{tr} = w_{tr} \times \frac{n_{tr}}{n_g}$

$W_{tr} = 11{,}25 \times \frac{2}{5}$

$W_{tr} = 4{,}5$ kN/m

Beban *barrier*, $w_b = 9{,}25$ kN/m

Jumlah *barrier*, $n_b = 2$

Berat *barrier* $W_b = W_b \times \frac{n_b}{n_g}$

$W_b = 9{,}25 \times \frac{2}{5}$

$W_b = 3{,}7$ kN/m

Setelah mendapatkan nilai berat terfaktor akibat berat sendiri (M_S) dan berat mati tambahan (M_A), selanjutnya adalah menghitung momen maksimum dan gaya geser maksimum akibat berat terfaktor akibat M_A dan M_S. Adapun p momen maksimum akibat berat terfaktor M_S dan berat terfaktor M_A dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\frac{1}{8} \times W \times L_b{}^2$$

Dimana,

W = Berat M_S dan M_A (kN/m)

$L_b{}^2$ = Panjang bentang girder (m)

Contoh perhitungan momen akibat berat pelat,

$$M_{MS_S} = \frac{1}{8} \times W_s \times {L_b}^2$$

$$M_{MS_S} = \frac{1}{8} \times 11{,}56 \times 30^2$$

M_{MS_S} = 1300,78 kN/m

Sehingga momen maksimum akibat berat pelat adalah sebesar 1300,78 kN/m. Untuk hasil momen maksimum M_S dan M_A berdasarkan persamaan diatas dapat dilihat pada Tabel 5.7 Di bawah ini.

Tabel 5.8 Momen Maksimum Akibat M_S dan M_A

Keterangan	Kode	Momen Maksimum (kN/m)
Momen Akibat Berat Pelat	M_{MS_S}	1300,78
Momen Akibat Berat Rc Plate	M_{MS_RCP}	170,16
Momen Akibat Berat Diafragma	M_{MS_D}	226,97
Momen Akibat Berat Gelagar	M_{MS_G}	1866,09
Momen Akibat Berat Aspal	M_{MA_A}	228,94
Momen Akibat Berat Air Hujan	M_{MA_H}	109,98
Momen Akibat Berat Trotoar	M_{MA_TR}	506,25
Momen Akibat Berat Barrier	M_{MA_B}	416,03

Untuk gaya geser maksimum akibat berat terfaktor M_S dan berat terfaktor M_A dapat dilihat dari persamaan sebagai berikut.

$$\frac{1}{2} \times W \times L_b$$

Dimana,

W = Berat M_S dan M_A (kN/m)

L_b = Panjang bentang girder (m)

Contoh perhitungan momen akibat berat pelat,

$$V_{MS_S} = \frac{1}{2} \times W_s \times L_b$$

$$V_{MS_S} = \frac{1}{2} \times 11{,}56 \times 30$$

V_{MS_S} = 173,44 kN/m

Sehingga gaya geser maksimum akibat berat pelat adalah sebesar 173,44 kN/m. Untuk hasil gaya geser maksimum M_S dan M_A berdasarkan persamaan diatas dapat dilihat pada Tabel 5.8 Di bawah ini.

Tabel 5.9 Gaya Geser Maksimum Akibat M_S dan M_A

Keterangan		Gaya Geser Maksimum (kN)
Gaya Geser Akibat Berat Pelat	V_{MS_S}	173,44
Gaya Geser Akibat Berat Rc Plate	V_{MS_RCP}	22,69
Gaya Geser Akibat Berat Diafragma	V_{MS_D}	30,26
Gaya Geser Akibat Berat Gelagar	V_{MS_G}	248,81
Gaya Geser Akibat Berat Aspal	V_{MA_A}	30,53
Gaya Geser Akibat Berat Air Hujan	V_{MA_H}	13,60
Gaya Geser Akibat Berat Trotoar	V_{MA_TR}	67,50
Gaya Geser Akibat Berat Barrier	V_{MA_B}	55,47

2. Perhitungan Beban Tak Terfaktor Akibat Beban Hidup Kendaraan

   a. Beban D

      Penelitian ini mengkaji Pasal 8.3.1 dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016), yang menjelaskan besaran beban D, terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Pasal ini menyebutkan bahwa struktur gelagar dimodelkan sebagai elemen garis dengan lebar tributari pada pelat yang setara dengan setengah jarak di kedua sisi. Oleh karena itu, lebar tributari yang digunakan untuk BTR dan BGT adalah 1,85 meter.

      1) Beban BTR

         Karena penjang bentan jembatan dalam perencanaan ini adalah sepanjang 30 m, maka persamaan beban BTR yang digunakan berdasarkan (Badan Standarisasi Nasional, 2016) adalah sebagai berikut.

         $W_{BTR} = q_{BTR} \times S_g$

         Karena $L \leq 30$ m, maka besaran nilai q_{BTR} yang digunakan adalah sebesar 9 kPa. Sehingga besarnya nilai W_{BTR} dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$W_{BTR} = q_{BTR} \times S_g$

W_{BTR} = 9×1,85

W_{BTR} = 16,65 kN/m

2) Beban BGT

(Badan Standarisasi Nasional, 2016)Pasal 8.3.1 tentang Pembebanan Jembatan menjelaskan bahwa beban garis terpusat (BGT) adalah beban merata yang diatur untuk memberikan dampak terbesar. Pada jembatan bentang sederhana, beban BGT ditempatkan di tengah bentang dan harus memperhitungkan pengaruh beban dinamis kendaraan, dengan nilai beban BGT pada (Badan Standarisasi Nasional, 2016)sebesar 49 kN/m². Berdasarkan (Badan Standarisasi Nasional, 2016) Pasal 8.6, faktor beban dinamis (FBD) kendaraan untuk jembatan dengan bentang ≤ 50 m adalah 40%. Dengan demikian, besaran beban BGT dapat dihitung menggunakan persamaan berikut..

$P_{BGT} = (1 + FBD) \times BGT \times S_g$

P_{BGT} = (1+40%)×49×1,85

P_{BGT} = 126,91 kN

Dari hasil yang didapatkan di atas maka momen maksimum dan gaya geser beban D dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

Untuk momen maksimum akibat beban BTR yang bekerja pada jembatan adalah,

$M_{BTR} = \frac{1}{8} \times W_{BTR} \times {L_b}^2$

$M_{BTR} = \frac{1}{8}$×16,65×30^2

M_{BTR} = 1873,13 kNm

Dan untuk momen maksimum akibat beban BGT yang bekerja pada jembatan adalah.

$M_{BGT} = \frac{1}{4} \times P_{BGT} \times L_b \times (1 + FBD)$

$M_{BGT} = \frac{1}{4}$×126,91 ×30×(1+40%)

M_{BGT} = 1332,56 kNm

Sehingga, untuk total momen maksimum akibat beban D yang bekerja pada adalah.

$M_{LL} = M_{BTR} + M_{BGT}$

M_{LL} = 1873,13+1332,56

M_{LL} = 3205,68

Untuk gaya geser maksimum akibat beban BTR yang bekerja pada jembatan adalah.

$$V_{BTR} = \frac{W_{BTR} \times L_b{}^2}{2}$$

$$V_{BTR} = \frac{16{,}65 \times 30^2}{2}$$

V_{BTR} = 249,75 kN

Dan untuk gaya geser maksimum akibat beban BGT yang bekerja pada jembatan adalah

$$V_{BGT} = \frac{P_{BGT} \times (1 + FBD)}{2}$$

$$V_{BGT} = \frac{126{,}91 \times (1+40\%)}{2}$$

V_{BGT} = 88,84 kN

Sehingga, untuk total gaya geser maksimum beban D adalah,

$V_{LL} = V_{BTR} + V_{BGT}$

V_{LL}= 249,75+88,84

V_{LL}= 338,59 kN

b. Beban Rem (T_B)

Gaya rem diasumsikan bekerja secara longitudinal sejauh 1,80 m diatas permukaan pelat lantai jembatan.

Lebar jalan raya, w_r = 7000 mm

Beban satu truk rencana, P_T = 500 kN

Jumlah lajur, n_L = 2

Jumlah gelagar,, n_g = 5

Gaya rem yang bekerja harus diambil yang terbesar dari

1) 25% Dari Berat Gandar Truk Desain

Pengaruh beban maksimum berada pada gandar belakang truk, sehingga

Berat gandar truk desain $W_t = 225$ kN

$$TB_1 = 25\% \times \frac{n_L \times w_T}{n_g}$$

$$= 25\% \times \frac{2 \times 225}{5}$$

$$= 22{,}5 \text{ kN}$$

2) 5% Dari Berat Truk Rencana Ditambah Dengan Beban Lajur Terbagi Rata BTR

Beban terbagi rata, $q_{BTR} = 9$ kN/m^2

Beban BTR yang bekerja disemua jalur,

$$P_{BTR} = q_{BTR} \times w_r \times L_b$$

$$= 9 \times 7 \times 30$$

$$= 1890 \text{ kN}$$

$$TB_2 = 5\%. \frac{P_T . n_L + P_{BTR}}{n_g}$$

$$= 5\%. \frac{500.2 + 1890}{5}$$

$$= 28{,}9 \text{ kN}$$

Dari 2 kondisi tersebut gaya rem terbesar adalah gaya rem pada TB2 yaitu senilai 28,9 kN. Sehingga, untuk beban untuk gaya rem yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan berikut.

Lengan terhadap garis netral,

$$y = 1800 + t_a + y_{tcg}$$

$$= \frac{1800 + 50 + 509{,}4}{1000}$$

$$= 2{,}36 \text{ m}$$

Beban momen akibat gaya rem,

$$W_{TB} = TB_2 \times y$$

$$= 28{,}9 \times 2{,}36$$

$$= 68{,}19 \text{ kNm}$$

Sehingga, untuk momen maksimum Untuk momen maksimum akibat beban rem yang bekerja pada jembatan adalah.

$$M_{LL_TB} = \frac{1}{2} \times W_{TB}$$

$M_{LL_TB} = \frac{1}{2} \times 68{,}19$

$M_{LL_TB} = 34{,}09$ kNm

Dan untuk gaya geser maksimum akibat beban rem yang bekerja pada jembatan adalah

$V_{LL_TB} = \frac{W_{TB}}{L_b}$

$V_{LL_{TB}} = \frac{68{,}19}{30}$

$V_{LL_TB} = 2{,}27$ kN

3. Perhitungan Beban Tak Terfaktor Akibat Pejalan Kaki (T_P)

Dalam SNI 1725:2016 beban pejalan kaki sebesar 5kPa diterapkan untuk jembatan yang memiliki lebar trotoar lebih dari 600 mm. Berikut merupakan data-data yang diperlukan untuk menentukan besaran beban pejalan kaki.

Panjang jembatan,	L	=	30 m
Jumlah gelagar,	n_g	=	5
Jumlah trotoar,	n_{tr}	=	2
Lebar trotoar,	b_{tr}	=	1 m
Beban pejalan kaki,	T_P	=	5 kN/m^2
		=	$T_p \times b_{tr} \times n_{tr}$
		=	$5 \times 1 \times 2$
		=	10 kN/m

Diperoleh beban merata pejalan kaki sebesar 10 kN/m yang diterapkan sepanjang trotoar jembatan. Untuk menentukan besaran beban pejalan kaki pada setiap gelagar, beban tersebut harus dibagi dengan jumlah gelagar pada jembatan. Dengan demikian, besaran beban pejalan kaki yang bekerja pada setiap gelagar dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$W_{TP} = \frac{T_p}{n_g}$

$W_{TP} = \frac{10}{5}$

$W_{TP} = 2$ kNm

Didapatkan beban pejalan kaki pada tiap gelagar adalah 2 kNm, sehingga Untuk momen maksimum akibat pejalan kaki yang bekerja pada jembatan adalah.

$$M_{LL_TP} = \frac{1}{8} \times W_{TP} \times L_b{}^2$$

$$M_{LL_TP} = \frac{1}{8} \times 2 \times 30^2$$

$M_{LL_TP} = 225$ kNm

Dan untuk gaya geser maksimum akibat pejalan kaki yang bekerja pada jembatan adalah

$$V_{LL_TP} = \frac{1}{2} \times W_{TP} \times L_b$$

$$V_{LL_TP} = \frac{1}{2} \times 2 \times 30$$

$V_{LL_TP} = 30$ kN

4. Perhitungan Beban Tak Terfaktor Akibat Beban Aksi Lingkungan

   a. Beban angin struktur (E_{WS})

      Berdasarkan ketentuan dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016) Pasal 9.6.2, gaya tekanan angin vertikal hanya diperhitungkan dalam kondisi batas kuat III dan layan IV, yang pada kasus ini tidak melibatkan angin pada kendaraan. Oleh karena itu, dalam perencanaan jembatan ini, analisis tersebut tidak dilakukan karena hanya mempertimbangkan kombinasi kuat I, layan I, dan layan III. Untuk menghitung beban angin pada struktur jembatan, diperlukan data seperti elevasi jembatan dari permukaan tanah dan kecepatan angin pada elevasi yang direncanakan. Persamaan untuk menentukan kecepatan angin rencana dapat dilihat di bawah ini.

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

      Dimana, besarnya nilai V_0 dan Z_0 didaptkan dari Tabel 5.9 di bawah ini

Tabel 5.10 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 Jembatan (2016)

Karena lokasi perencanaan jembatan termasuk dalam daerah sub urban, maka data-data perencanaan yang adalah sebagai berikut.

Kecepatan gesekan angin, V_0 = 17,6 km/jam

Panjang gesekan di hulu jembatan, Z_0 = 1000 mm

Elevasi struktur dari permukaan tanah, Z = 4730 mm

Kecepatan angin rencana, V_B = 126 km/jam

Kecepatan angin pada elevasi, V_{10} = 126 km/jam

Dari data-data perencanaan di atas, nilai V_{DZ} adalah berikut ini.

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

$$V_{DZ} = 2{,}5.17{,}6 \left(\frac{126}{126}\right) \ln\left(\frac{4730}{1000}\right)$$

V_{DZ} = 68, 37 km/jam

Menghitung Beban Tekanan Angin Pada Strukutur (P_D)

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

Dimana besaran nilai PB dapat dilihat pada Tabel 5.10 di bawah ini

Tabel 5.11 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, Kolom, dan Pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Jembatan (2016)

Karena dalam perencanaan ini struktur atas menggunakan PCI-Girder, maka nilai P_B yang digunakan adalah senilai 0,0024 MPa. Sehingga, data perhitungan yang digunakan untuk P_D adalah sebagai berikut.

Tekanan angin dasar, P_B = 126 km/jam

Tinggi gelagar, h_g = 1700 mm

Tinggi pelat jembatan, h_s = 250 mm

Tinggi *barrier* h_{br} = 1200 mm

Panjang bentang jembatan, L_b = 30000 mm

Tinggi struktur, h = 3150 mm

Dari data-data diatas nilai beban angin pada struktur adalah sebagai beerikut.

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

$$P_D = 0{,}0024 \left(\frac{68{,}37}{126}\right)^2$$

P_D = 0,00071 MPa

Sehingga, besaran beban angin pada struktur jembatan dapat dihitung seperti berikut.

$$E_{WSH} = P_D \times h \times L_b$$

$E_{WSH} = 0{,}00071 \times 3150 \times 30000 \times 10^{-3}$

E_{WSH} = 66,78 kN

Gaya tekan angin sepanjang bentang jembatan dalam satuan mm

$$P_H = \frac{E_{WS}}{L_b}$$

$$P_H = \frac{66{,}78}{30}$$

P_H =2,23 N/mm

Karena PH ≤ 4,4 N/mm, maka nilai nilai PH yang digunakan adalah 4,4 N/mm sehingga,

$$E_{WSH} = P_H \times L_b$$

E_{WSH} = 4,4×30000

E_{WSH} = 132000 N

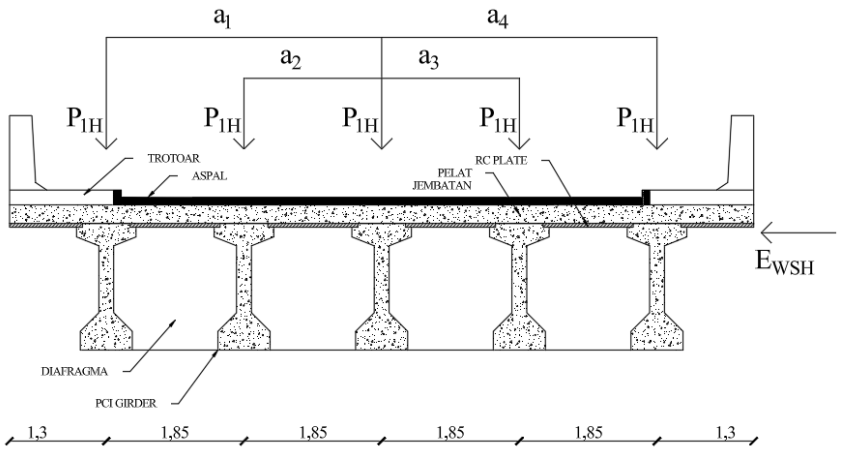
Momen guling akibat gaya angin horizontal

$M_{EWS_H} = 0{,}5 \times h \times E_{WSH}$

$M_{EWS_H} = 0{,}5 \times 3150 \times 132000 \times 10^{-6}$

M_{EWS_H} = 207,90 kNm

Penerapan pendistribusian beban angin dilakukan secara memanjang pada girder jembatan dan dinotasikan sebagai P1H. Berikut dapat dilihat Gambar 5.29 pendistribusian beban angin girder.



Gambar 5.29 Ilustrasi Distribusi Beban Angin Struktur (E_{WS})

Untuk gaya angin tekan yang bekerja pada gelagar dapat ditentukan seperti pada Tabel 5.11.

Tabel 5.12 Statis Momen Distribusi Gaya Angin

Pi	**ai**	**ai^2**
	(m)	**(m)**
P1	3.7	13.69
P2	1.85	3.4225
P3	1.85	3.4225
P4	3.7	13.69
	Total	34.23

Nilai gaya angin tekan yang bekerja pada jembatan (P1H) ditentukan pada titik terjauh jembatan atau bernilai maksimum.

$$P_{1H} = \frac{ai}{\Sigma ai^2} \times M_{EWS_H}$$

$$P_{1H} = \frac{3,7}{34,23} \times 207,90$$

P_{1H} = 26,33 kN

Beban angin merata pada gelagar

$$W_{EWS} = \frac{P_{1H}}{L_b}$$

$$W_{EWS} = \frac{26,33}{30}$$

W_{EWS} = 0,88 kN/m

Didapatkan nilai beban angin pada jembatan sebesar 0,88 kN/m. Untuk momen maksimum beban angin struktur yang bekerja pada jembatan adalah.

$$M_{AL_EWS} = \frac{1}{8} \times W_{EWS} \times L_b{}^2$$

$$M_{AL_EWS} = \frac{1}{8} \times 0,88 \times 30^2$$

M_{AL_EWS} = 98,73 kNm

Dan untuk gaya geser maksimum beban angin struktur yang bekerja pada jembatan adalah.

$$V_{AL_EWS} = \frac{1}{2} \times W_{EWS} \times L_b$$

$$V_{AL_EWS} = \frac{1}{2} \times 0,88 \times 30$$

V_{AL_EWS} = 13,16 kN

b. Beban angin kendaraan (E_{WL})

Tekanan angin diasumsikan sebagai tekanan menerus dengan nilai sebesar 1,4 kN/m. Dimana, penerapan beban angin bekerja secara tegak lurus dan bekerja dengan jarak 1800 mm diatas permukaan jalan. Adapun data-data perencanaan untuk beban angin kendaraan E_{WL} sebagai berikut.

Panjang jembatan, L_b = 30 m

Jarak roda, x = 1,75 m

Titik tangkap, y = 1,8 m

Tekanan angin rencana, T_{EWL} = 1,46 kN/m

Sehingga, perhitungan beban merata angin kendaraan pada gelagar adalah sebagai berikut.

$$W_{EWL} = \frac{T_{EWL} \times y}{x}$$

$$W_{EWL} = \frac{1,46 \times 1,8}{1,75}$$

W_{EWL} = 1,50 kN/m

Didapatkan nilai beban angin kendaraan sebesar 1,50 kN/m. Untuk momen maksimum beban angin kendaraan yang bekerja pada jembatan adalah.

$$M_{AL_EWL} = \frac{1}{8} \times W_{EWL} \times L_b{}^2$$

$$M_{AL_EWL} = \frac{1}{8} \times 1,50 \times 30^2$$

M_{AL_EWL} =168,94 kNm

Dan untuk gaya geser maksimum beban angin kendaraan yang bekerja pada jembatan adalah

$$V_{AL_EWS} = \frac{1}{2} \times W_{EWL} \times L_b$$

$$V_{AL_EWS} = \frac{1}{2} \times 1,50 \times 30$$

V_{AL_EWS} = 22,53 kN

5. Beban Gempa

Dalam perencanaan ini untuk mempermudah nilai desain spektrum diambil dengan bantuan Web Kementerian PUPR. Berikut merupakan data yang diperoleh untuk wilayah perencanaan jembatan di Kulon Progo.

Tipe tanah, = Keras SC

P_{GA} MCEG, = 0,4728 g

S_S MCER, = 1.0684 g

S_1 MCER, = 0.5011 g

TL, = 20 s

TS, = 0,59 s

S_{DS}, = 0,85 g

S_{D1}, = 0,5 g

Diapatkan nilai sebesar S_{D1} sebesar 0,5 g. Nilai tersebut berada diantara 0,30 < S_{D1} ≤ 0,50, sehingga untuk daerah perencanaan jembatan termasuk pada kategori zona gempa 3 dan didaptkan nilai koefesien (c) geser zona 3 senilai 0,13. Diketahui data-data penampang gelagar sebagai berikut.

Modulus elastisitas gelagar, E_{cg} = 33234.02 MPa

E_{cg} = 33234018.72 kPa

Momen inersia gelagar komposit, I_{cg} = 0.480 m^4

Panjang gelagar jembatan L_b = 30 m

Sehingga,

$$K_p = \frac{48 \times E_{cg} \times I_{cg}}{Lb^3}$$

$$K_p = \frac{48 \times 33234018.72 \times 0.480}{30^3}$$

K_p = 28346.23 kN/m

Berat total gelagar adalah

$$W_{\text{total Gelagar}} = (Q_{MS} + Q_{MA}) \times L_b$$

$W_{\text{total Gelagar}}$ = (31,68+11,14)×L_b

$W_{\text{total Gelagar}}$ = 1284,59 kN/m

Nilai T dapat diperoleh persamaan sebagai berikut

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_{\text{total Gelagar}}}{9{,}81 \times K_p}}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{1284{,}59\ \text{kN}}{9{,}81 \times 28346.23}}$$

T = 0,427

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh

$S = 1{,}3 \times F$

Dimana, $F = 1{,}25 - 0{,}025 \times n$ dan harus diambil ≥ 1

F = Faktor perangkaan

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformaasi arah lateral

$F = 1{,}25 - 0{,}025 \times n$

F=1,25-0,025×1

F=1,225

Faktor tipe struktur

$S = 1{,}3 \times F$

S = 1,3×1,225

S = 1,593

Koefesien beban gempa horizontal

$K_h = C \times S$

K_h = 0,13×1,593

K_h = 0,207

Koefesien beban gempa vertikal

$K_v = 50\% \times K_h$

K_v = 50%×0,207

K_v = 0,10

Gaya gempa vertikal

$T_{EQ} = K_v \times W_{\text{total gelagar}}$

T_{EQ} = 0,10×1284,59

T_{EQ} = 128,46 kN

Beban gempa vertikal

$Q_{EQ} = T_{EQ}/L_b$

Q_{EQ} = 128,46 /30

Q_{EQ} = 4,28 kN/m

Sehingga, momen maksimum yang diperoleh akibat beban gempa pada gelagar adalah.

$M_{EQ} = \frac{1}{8} \times Q_{EQ} \times {L_b}^2$

$M_{EQ} = \frac{1}{8} \times 4{,}28 \times 30^2$

M_{EQ} = 481,72 kNm

Dan untuk gaya geser maksimum akiban beban gempa pada gelagar adalah

$$V_{EQ} = \frac{1}{2} \times Q_{EQ} \times L_b$$

$$V_{EQ} = \frac{1}{2} \times 4{,}28 \times 30$$

V_{EQ} = 64,23 kN

Dari perhitungan pembebanan di atas, berikut merupakan rekapitulasi hasil perencanaan girder PCI Girder jembatan.

Tabel 5.13 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Berat Sendiri Gelagar (M_S)

Jenis Beban Berat Sendiri	Berat	Momen	Geser
	W	MS	VS
	(kN/m)	(kNm)	(kN)
Pelat Lantai	11.56	1300.78	173.44
Deck Slab	1.51	170.16	22.69
Gelagar	16.59	1866.09	248.81
Diafragma	2.02	226.97	30.26
Total	31.68	3564.00	475.20

Tabel 5.14 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Tambahan Gelagar (M_A)

Jenis Beban Mati Tambahan	Berat	Momen	Geser
	W	MA	VA
	(kN/m)	(kNm)	(kN)
Lapisan Aspal	2.04	228.94	30.53
Air Hujan	0.91	101.98	13.60
Barrier	3.70	416.03	55.47
Trotoar	4.5	506.25	67.50
Total	11.14	1253.19	167.09

Tabel 5.15 Tabel Rekapitulasi Perhitungan Beban Lalu Lintas (LL)

Jenis Beban Mati Tambahan	Berat	Momen	Geser
	W	MA	VA
	(kN/m)	(kNm)	(kN)
Beban D	-	3205.68	338.59
Beban Rem	68.19	34.09	2.27
Pejalan Kaki	2	225.00	30.00
Total	70.19	3464.77	370.86

Tabel 5.16 Rekapitulasi Beban Gempa (E_Q)

Jenis Beban	Berat	Momen	Geser
	W	MA	VA
	(kN/m)	(kNm)	(kN)
Beban Gempa	4,28	481,72	64,32

Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan

Jenis Pembebanan	Kode Beban	W	P	M	KETERANGAN
		(kN/m)	(kN)	kNm	
Berat Sendiri	MS	31.68	-	-	Beban Merata (W_{MS})
Beban Mati Tambahan	MA	11.14			Beban Merata, (W_{MA})
Beban Lajur "D"	TD	16.65	126.91	-	Beban Merata (W_{TD}) & Beban Terpusat (P_{TD})
Gaya Rem	TB	-	-	68.19	Beban Momen (M_{TB})
Pejalan kaki	TP	2	-	-	Beban Merata (W_{TP})
Beban Angin Struktur	EWS	0.88	-	-	Beban Merata (W_{EWS})
Beban Angin Kendaraan	EWL	1.50	-	-	Beban Merata (W_{EWL})
Beban Gempa	EQ	4.28	-	-	Beban Merata (Q_{EQ})

Tabel 5.18 Rekapitulasi Momen Dan Gaya Geser Maksimum

Jenis Beban Berat Sendiri	Kode Beban	Momen	Geser
		Mu	Vu
		(kNm)	(kN)
Berat Sendiri	MS	3564.00	475.20
Beban Mati Tambahan	MA	1253.19	167.09
Beban Lajur "D"	TD	3205.68	338.59
Gaya Rem	TB	34.09	2.27
Pejalan kaki	TP	225.00	30.00
Beban Angin Struktur	EWS	98.73	13.16
Beban Angin Kendaraan	EWL	168.94	22.53
Beban Gempa	EQ	481.72	64.23

Tabel 5.19 Persamaan Momen Dan Gaya Geser Pada Jarak Tertentu

Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaa Gaya Geser
Berat Sendiri	$M_x = \frac{1}{2}.W_{MS}.(L.X - X^2)$	$V_x = W_{MS}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$
Beban Mati Tambahan	$M_x = \frac{1}{2}.W_{MA}.(L.X - X^2)$	$V_x = W_{MA}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$
Beban Lajur "D"	$M_x = \frac{1}{2}.W_{TD}.(L.X - X^2) + \frac{1}{2}.P_{TD}.X$	$V_x = W_{TD}.\left(\frac{L}{2} - X\right) + \frac{1}{2}.P_{TD}$
Gaya Rem	$M_x = \frac{X}{L}.M_{TB}$	$V_x = \frac{M_{TB}}{L}$
Pejalan kaki	$M_x = \frac{1}{2}.W_{TP}.(L.X - X^2)$	$V_x = W_{TP}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$
Beban Angin Struktur	$M_x = \frac{1}{2}.W_{EWS}.(L.X - X^2)$	$V_x = W_{EWS}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$
Beban Angin Kendaraan	$M_x = \frac{1}{2}.W_{EWL}.(L.X - X^2)$	$V_x = W_{EW,}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$
Beban Gempa	$M_x = \frac{1}{2}.Q_{EQ,}.(L.X - X^2)$	$V_x = Q_{EQ,}.\left(\frac{L}{2} - X\right)$

Dimana x merupakan jarak tinjauan dan L merupkan bentang jembatan, pada perencanaan ini panjang bentang jembatan adalah sepanjang 30 m. Sehingga, dari Tabel 5.18 Persamaan diatas didapatkan hasil momen maksimum dan gaya geser maksimum pada jarak terentu sebagai berikut ini.

Tabel 5.20 Momen Pada Jarak Tertentu Akibat Beban

Jarak	Momen Pada Gelagar Akibat Beban							
X	MS	MA	TD	TB	TP	EWS	EWL	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	459.36	161.52	304.88	2.27	29.00	12.72	21.77	62.09
2	887.04	311.91	593.11	4.55	56.00	24.57	42.05	119.89
3	1283.04	451.15	864.69	6.82	81.00	35.54	60.82	173.42
4	1647.36	579.25	1119.62	9.09	104.00	45.63	78.09	222.66
5	1980.00	696.22	1357.90	11.36	125.00	54.85	93.86	267.62
6	2280.96	802.04	1579.53	13.64	144.00	63.18	108.12	308.30
7	2550.24	896.73	1784.51	15.91	161.00	70.64	120.89	344.70
8	2787.84	980.28	1972.84	18.18	176.00	77.23	132.15	376.81
9	2993.76	1052.68	2144.52	20.46	189.00	82.93	141.91	404.64
10	3168.00	1113.95	2299.55	22.73	200.00	87.76	150.17	428.20

Lanjutan Tabel 5.20 Momen Pada Jarak Tertentu Akibat Beban

Jarak	Momen Pada Gelagar Akibat Beban							
X	MS	MA	TD	TB	TP	EWS	EWL	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
11	3310.56	1164.08	2437.93	25.00	209.00	91.71	156.93	447.46
12	3421.44	1203.07	2559.66	27.28	216.00	94.78	162.19	462.45
13	3500.64	1230.91	2664.74	29.55	221.00	96.97	165.94	473.16
14	3548.16	1247.62	2753.17	31.82	224.00	98.29	168.19	479.58
15	3564.00	1253.19	2824.95	34.09	225.00	98.73	168.94	481.72

Tabel 5.21 Gaya Geser Pada Jarak Tertentu Akibat Beban

Jarak	Gaya Geser Pada Gelagar Akibat Beban							
X	MS	MA	TD	TB	TP	EWS	EWL	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0	475.20	167.09	313.21	2.27	30.00	13.16	22.53	64.23
1	443.52	155.95	296.56	2.27	28.00	12.29	21.02	59.95
2	411.84	144.81	279.91	2.27	26.00	11.41	19.52	55.67
3	380.16	133.67	263.26	2.27	24.00	10.53	18.02	51.38
4	348.48	122.53	246.61	2.27	22.00	9.65	16.52	47.10
5	316.80	111.40	229.96	2.27	20.00	8.78	15.02	42.82
6	285.12	100.26	213.31	2.27	18.00	7.90	13.52	38.54
7	253.44	89.12	196.66	2.27	16.00	7.02	12.01	34.26
8	221.76	77.98	180.01	2.27	14.00	6.14	10.51	29.97
9	190.08	66.84	163.36	2.27	12.00	5.27	9.01	25.69
10	158.40	55.70	146.71	2.27	10.00	4.39	7.51	21.41
11	126.72	44.56	130.06	2.27	8.00	3.51	6.01	17.13
12	95.04	33.42	113.41	2.27	6.00	2.63	4.51	12.85
13	63.36	22.28	96.76	2.27	4.00	1.76	3.00	8.56
14	31.68	11.14	80.11	2.27	2.00	0.88	1.50	4.28
15	0.00	0.00	63.46	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00

5.3.4 Kombinasi Pembebanan PCI-Girder

Kombinasi pembebanan adalah perkalian antara beban tak terfaktor dengan nilai terfaktor pada keadaan batas yang telah direncanakan. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Tabel di bawah ini.

Tabel 5.22 Nilai Kombinasi Pembebanan

KEADAAN BATAS	M_S	M_A	T_D	T_B	T_P	E_{WS}	E_{WL}	E_Q
KUAT I	1	1	1.8	1.8	1.8	0	0	0
EKSTREM I	1	1	0	0	0	0	0	1
DAYA LAYAN I	1	1	1	1	1	0.3	1	0
DAYA LAYAN III	1	1	0.8	0.8	0.8	0	0	0

Sumber: SNI 1725:2016, (2021)

Dari rekapitulasi nilai yang diperoleh pada perencanaan pembebanan sebelumnya, maka diperoleh hasil momen dan gaya geser terfaktor pada masing-masing keadaan batas yang telah direncanakan sebagai berikut.

Tabel 5.23 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Kuat I

Momen Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	459.36	161.52	548.78	4.09	52.20	0.00	0.00	0.00	1225.96
2	887.04	311.91	1067.60	8.18	100.80	0.00	0.00	0.00	2375.53
3	1283.04	451.15	1556.44	12.27	145.80	0.00	0.00	0.00	3448.71
4	1647.36	579.25	2015.32	16.37	187.20	0.00	0.00	0.00	4445.50
5	1980.00	696.22	2444.22	20.46	225.00	0.00	0.00	0.00	5365.90
6	2280.96	802.04	2843.15	24.55	259.20	0.00	0.00	0.00	6209.91
7	2550.24	896.73	3212.12	28.64	289.80	0.00	0.00	0.00	6977.53
8	2787.84	980.28	3551.11	32.73	316.80	0.00	0.00	0.00	7668.76
9	2993.76	1052.68	3860.14	36.82	340.20	0.00	0.00	0.00	8283.60
10	3168.00	1113.95	4139.19	40.91	360.00	0.00	0.00	0.00	8822.05
11	3310.56	1164.08	4388.27	45.00	376.20	0.00	0.00	0.00	9284.12
12	3421.44	1203.07	4607.39	49.10	388.80	0.00	0.00	0.00	9669.79
13	3500.64	1230.91	4796.53	53.19	397.80	0.00	0.00	0.00	9979.07
14	3548.16	1247.62	4955.71	57.28	403.20	0.00	0.00	0.00	10211.97
15	3564.00	1253.19	5084.91	61.37	405.00	0.00	0.00	0.00	10368.47

Tabel 5.24 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Kuat I

Gaya Geser Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**
0	475,20	167,09	563,77	4,09	54,00	0,00	0,00	0,00	1264,15
1	443,52	155,95	533,80	4,09	50,40	0,00	0,00	0,00	1187,76
2	411,84	144,81	503,83	4,09	46,80	0,00	0,00	0,00	1111,37
3	380,16	133,67	473,86	4,09	43,20	0,00	0,00	0,00	1034,98
4	348,48	122,53	443,89	4,09	39,60	0,00	0,00	0,00	958,59
5	316,80	111,40	413,92	4,09	36,00	0,00	0,00	0,00	882,21
6	285,12	100,26	383,95	4,09	32,40	0,00	0,00	0,00	805,82
7	253,44	89,12	353,98	4,09	28,80	0,00	0,00	0,00	729,43
8	221,76	77,98	324,01	4,09	25,20	0,00	0,00	0,00	653,04
9	190,08	66,84	294,04	4,09	21,60	0,00	0,00	0,00	576,65
10	158,40	55,70	264,07	4,09	18,00	0,00	0,00	0,00	500,26
11	126,72	44,56	234,10	4,09	14,40	0,00	0,00	0,00	423,87
12	95,04	33,42	204,13	4,09	10,80	0,00	0,00	0,00	347,48
13	63,36	22,28	174,16	4,09	7,20	0,00	0,00	0,00	271,09
14	31,68	11,14	144,19	4,09	3,60	0,00	0,00	0,00	194,70
15	0,00	0,00	114,22	4,09	0,00	0,00	0,00	0,00	118,31

Tabel 5.25 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Ekstrem I

Momen Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	459.36	161.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	62.09	682.97
2	887.04	311.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	119.89	1318.84
3	1283.04	451.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	173.42	1907.61
4	1647.36	579.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	222.66	2449.28
5	1980.00	696.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	267.62	2943.84
6	2280.96	802.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	308.30	3391.30
7	2550.24	896.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	344.70	3791.67
8	2787.84	980.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	376.81	4144.93
9	2993.76	1052.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	404.64	4451.09
10	3168.00	1113.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	428.20	4710.15
11	3310.56	1164.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	447.46	4922.10
12	3421.44	1203.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	462.45	5086.96
13	3500.64	1230.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	473.16	5204.71
14	3548.16	1247.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	479.58	5275.36
15	3564.00	1253.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	481.72	5298.91

Tabel 5.26 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Ekstrem I

Gaya Geser Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**
0	475.20	167.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	64.23	706.52
1	443.52	155.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	59.95	659.42
2	411.84	144.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	55.67	612.32
3	380.16	133.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51.38	565.22
4	348.48	122.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.10	518.12
5	316.80	111.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	42.82	471.01
6	285.12	100.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.54	423.91
7	253.44	89.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.26	376.81
8	221.76	77.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.97	329.71
9	190.08	66.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.69	282.61
10	158.40	55.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.41	235.51
11	126.72	44.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.13	188.41
12	95.04	33.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.85	141.30
13	63.36	22.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.56	94.20
14	31.68	11.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.28	47.10
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.27 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Layan I

Momen Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	459.36	161.52	304.88	2.27	29.00	3.82	21.77	62.09	1044.72
2	887.04	311.91	593.11	4.55	56.00	7.37	42.05	119.89	2021.92
3	1283.04	451.15	864.69	6.82	81.00	10.66	60.82	173.42	2931.60
4	1647.36	579.25	1119.62	9.09	104.00	13.69	78.09	222.66	3773.77
5	1980.00	696.22	1357.90	11.36	125.00	16.45	93.86	267.62	4548.42
6	2280.96	802.04	1579.53	13.64	144.00	18.96	108.12	308.30	5255.55
7	2550.24	896.73	1784.51	15.91	161.00	21.19	120.89	344.70	5895.17
8	2787.84	980.28	1972.84	18.18	176.00	23.17	132.15	376.81	6467.27
9	2993.76	1052.68	2144.52	20.46	189.00	24.88	141.91	404.64	6971.85
10	3168.00	1113.95	2299.55	22.73	200.00	26.33	150.17	428.20	7408.92
11	3310.56	1164.08	2437.93	25.00	209.00	27.51	156.93	447.46	7778.47
12	3421.44	1203.07	2559.66	27.28	216.00	28.43	162.19	462.45	8080.51
13	3500.64	1230.91	2664.74	29.55	221.00	29.09	165.94	473.16	8315.03
14	3548.16	1247.62	2753.17	31.82	224.00	29.49	168.19	479.58	8482.03
15	3564.00	1253.19	2824.95	34.09	225.00	29.62	168.94	481.72	8581.52

Tabel 5.28 Hasil Kombinasi Pembebanan Layan I

Gaya Geser Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**
0	475.20	167.09	313.21	2.27	30.00	3.95	22.53	0.00	1014.25
1	443.52	155.95	296.56	2.27	28.00	3.69	21.02	0.00	951.01
2	411.84	144.81	279.91	2.27	26.00	3.42	19.52	0.00	887.78
3	380.16	133.67	263.26	2.27	24.00	3.16	18.02	0.00	824.54
4	348.48	122.53	246.61	2.27	22.00	2.90	16.52	0.00	761.31
5	316.80	111.40	229.96	2.27	20.00	2.63	15.02	0.00	698.07
6	285.12	100.26	213.31	2.27	18.00	2.37	13.52	0.00	634.84
7	253.44	89.12	196.66	2.27	16.00	2.11	12.01	0.00	571.60
8	221.76	77.98	180.01	2.27	14.00	1.84	10.51	0.00	508.37
9	190.08	66.84	163.36	2.27	12.00	1.58	9.01	0.00	445.13
10	158.40	55.70	146.71	2.27	10.00	1.32	7.51	0.00	381.90
11	126.72	44.56	130.06	2.27	8.00	1.05	6.01	0.00	318.67
12	95.04	33.42	113.41	2.27	6.00	0.79	4.51	0.00	255.43
13	63.36	22.28	96.76	2.27	4.00	0.53	3.00	0.00	192.20
14	31.68	11.14	80.11	2.27	2.00	0.26	1.50	0.00	128.96
15	0.00	0.00	63.46	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	65.73

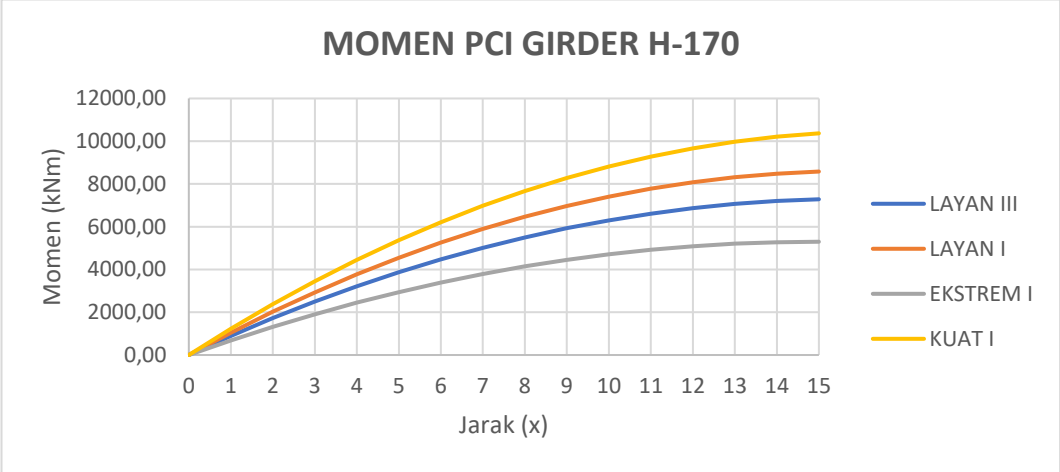
Tabel 5.29 Hasil Momen Kombinasi Pembebanan Layan III

Momen Pada Gelagar Akibat Beban									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**	**(kNm)**
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	459.36	161.52	243.90	1.82	23.20	0.00	0.00	0.00	889.81
2	887.04	311.91	474.49	3.64	44.80	0.00	0.00	0.00	1721.87
3	1283.04	451.15	691.75	5.46	64.80	0.00	0.00	0.00	2496.20
4	1647.36	579.25	895.70	7.27	83.20	0.00	0.00	0.00	3212.78
5	1980.00	696.22	1086.32	9.09	100.00	0.00	0.00	0.00	3871.63
6	2280.96	802.04	1263.62	10.91	115.20	0.00	0.00	0.00	4472.74
7	2550.24	896.73	1427.61	12.73	128.80	0.00	0.00	0.00	5016.11
8	2787.84	980.28	1578.27	14.55	140.80	0.00	0.00	0.00	5501.73
9	2993.76	1052.68	1715.62	16.37	151.20	0.00	0.00	0.00	5929.62
10	3168.00	1113.95	1839.64	18.18	160.00	0.00	0.00	0.00	6299.77
11	3310.56	1164.08	1950.34	20.00	167.20	0.00	0.00	0.00	6612.18
12	3421.44	1203.07	2047.73	21.82	172.80	0.00	0.00	0.00	6866.85
13	3500.64	1230.91	2131.79	23.64	176.80	0.00	0.00	0.00	7063.79
14	3548.16	1247.62	2202.54	25.46	179.20	0.00	0.00	0.00	7202.98
15	3564.00	1253.19	2259.96	27.28	180.00	0.00	0.00	0.00	7284.43

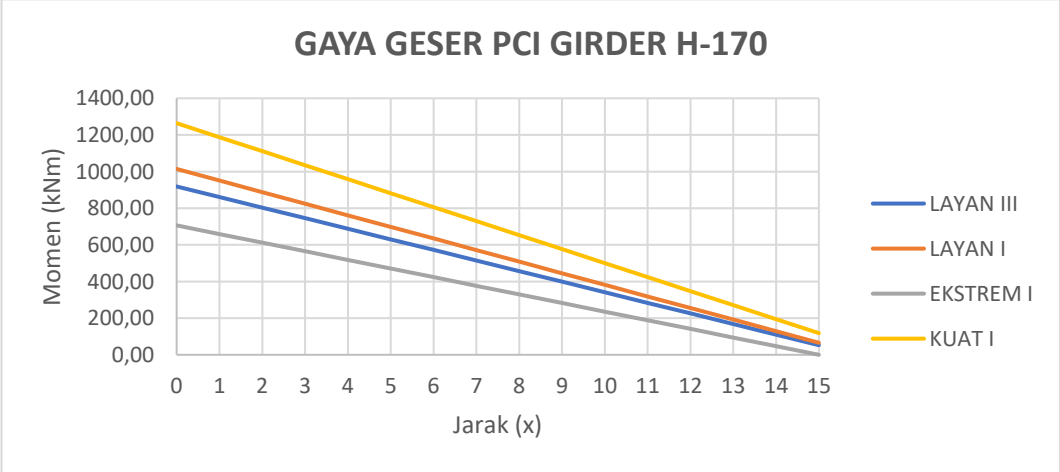
Tabel 5.30 Hasil Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Layan III

Gaya Geser Kombinasi Pembebanan Layan III									
Jarak (x)	**M_S**	**M_A**	**T_D**	**T_B**	**T_P**	**E_{WS}**	**E_{WL}**	**E_Q**	**Total**
(m)	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**	**(kN)**
0	475.20	167.09	250.56	1.82	24.00	0.00	0.00	0.00	918.67
1	443.52	155.95	237.24	1.82	22.40	0.00	0.00	0.00	860.94
2	411.84	144.81	223.92	1.82	20.80	0.00	0.00	0.00	803.20
3	380.16	133.67	210.60	1.82	19.20	0.00	0.00	0.00	745.46
4	348.48	122.53	197.28	1.82	17.60	0.00	0.00	0.00	687.72
5	316.80	111.40	183.96	1.82	16.00	0.00	0.00	0.00	629.98
6	285.12	100.26	170.64	1.82	14.40	0.00	0.00	0.00	572.24
7	253.44	89.12	157.32	1.82	12.80	0.00	0.00	0.00	514.50
8	221.76	77.98	144.00	1.82	11.20	0.00	0.00	0.00	456.76
9	190.08	66.84	130.68	1.82	9.60	0.00	0.00	0.00	399.02
10	158.40	55.70	117.36	1.82	8.00	0.00	0.00	0.00	341.28
11	126.72	44.56	104.04	1.82	6.40	0.00	0.00	0.00	283.54
12	95.04	33.42	90.72	1.82	4.80	0.00	0.00	0.00	225.80
13	63.36	22.28	77.40	1.82	3.20	0.00	0.00	0.00	168.06
14	31.68	11.14	64.08	1.82	1.60	0.00	0.00	0.00	110.32
15	0.00	0.00	50.76	1.82	0.00	0.00	0.00	0.00	52.58

Sehingga, didapatkan grafik hasil kombinasi pembebanan terfaktor sebagai berikut ini.



Gambar 5.30 Grafik Momen Kombinasi Pembanan Terfaktor



Gambar 5.31 Grafik Gaya Geser Kombinasi Pembanan Terfaktor

Dari grafik kombinasi pembebanan terfaktor diatas didapatkan momen maksimum dan gaya geser maksimum pada keadaan batas kuat I. Sehingga, keadaan batas kuat I digunakan untuk M_{ucr} dan V_{ucr} pada gaya prategang.

5.3.5 Penentuan Jumlah Tendon

1. Perkiraan Gaya Prategang Dan Keperluan Luas Tendon

   Tegangan tarik kombinasi pembebanan layan III pada serat bawah gelagar digunakan untuk menentukan keperluan jumlah kawat baja prategang yang akan digunakan. Adapun perhitungan perkiraan gaya prategang dapat adalah.

$$f_{bserv} = \frac{\sum M_{MS} \times y_b}{I_g} + \frac{\sum M_{MA} \times y_{bcg}}{I_{cg}} + \frac{(0{,}8 \times \sum M_{LL}) y_{bcg}}{I_{cg}}$$

$$f_{bserv} = \frac{31{,}68 \times y_b}{231157616606} + \frac{11{,}14 \times y_{bcg}}{479772134299} + \frac{(0{,}8 \times 70{,}19) y_{bcg}}{479772134299}$$

f_{bserv} = 22,64 MPa

Batas tegangan izin saat kondisi beban servis

$$f_{tallowservis} = 0{,}5\sqrt{f'_{cg}\text{MPa}}$$

$f_{tallowservis}$ = $0{,}5\sqrt{50}$

$f_{tallowservis}$ = 3,54 MPa

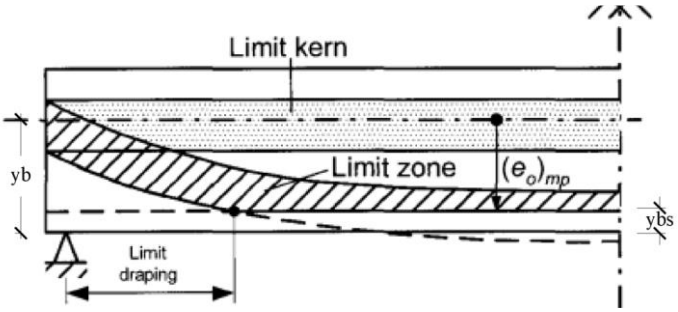
Dengan demikian, besarnya tegangan yang diperlukan (f_{pb}) pada bagian bawah gelagar adalah

$$f_{pb} = f_{bserv} - f_{tallowservis}$$

f_{pb} = 22,64 -3,54

f_{pb} = 19,10 MPa

Penentuan lokasi pusat prategang (y_{bs})umumnya di asumsikan sekitar 5%-15% dari tinggi gelagar, pada kasus dalam perencanaan lokasi pusat pratgenag diambil nilai sebesar 10% dari pusat gaya prategang. Berikut merupakan gambar eksentrisitas pada pusat prategang.



Gambar 5.32 Eksentrisitas Lokasi Pusat Prategang

(Sumber: Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021, 2021)

Adapun data yang diperlukan untuk menentukan kebutuhan luas tendon prategang seperti berikut

Lokasi pusat gaya prategang $y_{bs} = 0{,}12 \times h_g$

$= 0{,}12 \times 1700$

$= 204$ mm

Eksentrisitas pada tengah benatng $e_c = y_b - y_{bs}$

$= 820,54\text{-}204$

$= 616,54$ mm

Dimana, tegangan akibat gaya prategang efektif pada gelagar dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$f_{pb} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e + e_c}{S_b}$$

Dari persamaan di atas, tegangan dasar pada gelagar akibat gaya prategang efektif adalah sebagai berikut.

$$P_e = \frac{f_{pb} \times A_g \times S_b}{S_b + e_c \times A_g}$$

$$P_e = \frac{19,10 \times 663500 \times 281714853.5}{281714853.5 + 650,54 \times 663500} \times 10^{-3}$$

$P_e = 5169,17$ kN

Gaya prategang akhir untuk satu *strands* adalah

$$P_{e_strand} = A_{strand} \times f_{pi} \times (1 - losses)$$

Losses merupakan asumsi kehilangan gaya prategang dalam %. Pada kasus perencanaan ini, kehilangan gaya prategang diasumsikan sebesar 20% dari 0,75 f_{pu}. Sehingga, untuk gaya prategang efektif yang bekerja adalah 55%.

Untuk perhitungan pada persamaan diatas, nilai f_{pi}=f_{pbt}, akan tetapi setelah jumlah *strands* didapatkan nilai f_{pi} yang digunakan adalah nilai f_{pi} sebenarnya.

$$P_{e_strand} = A_{strand} \times f_{pi} \times (1 - losses)$$

$P_{e_strand} = 98,71 \times 1395 \times (1\text{-}20\%) \times 10^{-3}$

$P_{e_strand} = 110,16$ kN

Jumlah *strands* yang diperlukan.

$$n_{strand_req} = \frac{P_e}{P_{e_strand}}$$

$$n_{strand_req} = \frac{5169,17}{110,16}$$

$n_{strand_req} = 46,92$ *strands*

Dari perhitungan di atas, jumlah *strands* yang digunakan adalah 60 *strands*. Meskipun perhitungan awal menunjukkan 46,92 *strands*, dalam

perencanaannya jumlah *strands* yang digunakan adalah 60 *strands*. Hal ini disebabkan oleh penentuan strands awal yang direncanakan berdasarkan tengah bentang. Namun, dalam perencanaan gelagar segmental, penentuan *strands* didasarkan pada kondisi di sambungan gelagar, di mana tegangan tarik tidak diperbolehkan terjadi. Oleh karena itu, jumlah *strands* yang digunakan dalam estimasi akhir lebih banyak dari yang direncanakan..

Dari penjelasan diatas, kebutuhan akhir luasan baja prategang yang digunakan dapat ditentukan seperti berikut.

$A_{ps} = n_{strand} \times A_{strand}$

A_{ps} = 60×98,71

A_{ps} = 5922,6 mm^2

2. Posisi Tendon Prategang

a. Posisi tendon pada tengah bentang

Tabel 5.31 Perencanaan Tendon Pada Tengah Bentang

Baris	**Jumlah Tendon**		**Isi Strand Tiap Tendon**		**Jumlah Strands**	
1	1	Tendon	12	Strand	12	*Strands*
2	3	Tendon	16	Strand	48	*Strands*
Jumlah	4	Tendon			60	*Strands*

Jarak pusat penampang tendon 1 ke serat terbawah gelagar di tengah bentang, c_1 = 300 mm

Jarak pusat penampang tendon baris 2 ke serat terbawah gelagar di tengah bentang, c_2 = 150 mm

Jarak pusat penampang tendon 3 ke serat terbawah gelagar di tengah bentang, c_3 = 150 mm

Jarak pusat penampang tendon 4 ke serat terbawah gelagar di tengah bentang,	c_4	=	150 mm
Eksentrisitas tengah tendon 1 di tengah bentang,	e_{c1}	=	$y_b \times c_1$
		=	820,54×300
		=	520,54 mm
Eksentrisitas tengah tendon 2 di tengah bentang,	e_{c2}	=	$y_b \times c_1$
		=	820,54×100
		=	670,54 mm
Eksentrisitas tengah tendon 3 di tengah bentang,	e_{c3}	=	$y_b \times c_1$
		=	820,54×150
		=	670,54 mm
Eksentrisitas tengah tendon 4 di tengah bentang,	e_{c4}	=	$y_b \times c_1$
		=	820,54×150
		=	670,54 mm
Luas Tendon 1	A_{ps1}	=	$12 \times A_{Strand}$
		=	12×98,71
		=	1184,52 mm
Luas Tendon 2	A_{ps2}	=	$16 \times A_{Strand}$
		=	16×98,71
		=	1579,36 mm
Luas Tendon 3	A_{ps3}	=	$16 \times A_{Strand}$
		=	$16 \times 98{,}71$
		=	1579,36 mm
Luas Tendon 4	A_{ps4}	=	$16 \times A_{Strand}$
		=	16×98,71

= 1579,36 mm

Luas total tendon, $A_{pstotal}$ = 5922,60 mm

Sehingga, untuk eksentrisitas rata-rata tendon di tengah bentang adalah

$$e_{mid} = \frac{(A_{ps1} \times e_{c1}) + (A_{ps2} \times e_{c2}) + (A_{ps3} \times e_{c3}) + (A_{ps4} \times e_{c4})}{A_{pstotal}}$$

$$e_{mid} = \frac{1184,52 \,.\, 520,54 + 1579,36 \,.\, 670,54 + 1579,36 \,.\, 670,54 + 1579,36 \,.\, 670,54}{5922,60}$$

e_{mid} = 640,54 mm

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang.

$$y_{mid} = \frac{(A_{ps1} \times c_1) + (A_{ps2} \times c_2) + (A_{ps3} \times c_3) + (A_{ps4} \times c_4)}{A_{pstotal}}$$

$$y_{mid} = \frac{(1184,52 \,.\, 300) + (1579,36 \,.\, 150) + (1579,36 \,.\, 150) + 1579,36 \,.\, 150)}{5922,60}$$

y_{mid} = 180 mm

Didapatkan jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang (y_{mid}) sebesar 180 mm. Dimana besaran nilai y_{mid} yang diperoleh sudah memenuhi dari asumsi lokasi pusat gaya prategang (y_{bs}) yaitu sebesar 204 mm.

b. Posisi tendon di tumpuan

Tabel 5.32 Perencanaan Tendon Pada Tumpuan

Baris	**Jumlah Tendon**		**Isi Strand Tiap Tendon**		**Jumlah *Strands***	
1	1	Tendon	12	*Strand*	*12*	*Strands*
2	1	Tendon	16	*Strand*	*16*	*Strands*
3	1	Tendon	16	*Strand*	*16*	*Strands*
4	1	Tendon	16	*Strand*	*16*	*Strands*
Jumlah	4	Tendon			*60*	*Strands*

Jarak pusat penampang tendon 1 ke serat terbawah gelagar di tumpuan, c_{e1} = 1470 mm

Jarak pusat penampang tendon 2 ke serat terbawah gelagar di tumpuan, c_{e2} = 1120 mm

Jarak pusat penampang tendon 3 ke serat terbawah gelagar di tumpuan, c_{e3} = 670 mm

Jarak pusat penampang tendon 4 ke serat terbawah gelagar di tumpuan, c_{e4} = 380 mm

Eksentrisitas tengah tendon 1 di tumpuan, $e_{pe1} = y_b - c_{e1}$

= 820,54 - 1470

= -649,46 mm

Eksentrisitas tengah tendon 2 di tumpuan, $e_{pe2} = y_b - c_{e2}$

= 820,54 - 1120

= -299,46

Eksentrisitas tengah tendon 3 di tumpuan, $e_{pe3} = y_b - c_{e3}$

= 820,54 - 670

= 150,54 mm

Eksentrisitas tengah tendon 4 di tumpuan, $e_{pe4} = y_b - c_{e4}$

= 820,54 - 380

= 440,54 mm

Jarak vertikal pusat penampang tendon 1 di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar, $e_{p1} = c_{e1} - c_1$

= 1470-300

= 1170 mm

Jarak vertikal pusat penampang tendon 2 di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar, $e_{p2} = c_{e2} - c_2$

= 1120 - 150

= 970 mm

Jarak vertikal pusat penampang tendon 3 di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar, $e_{p3} = c_{e3} - c_3$

= 670 - 150

= 520 mm

Jarak vertikal pusat penampang tendon 4 di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar, $e_{p4} = c_{e4} - c_4$

= 380 -150

= 230 mm

Sehingga, eksentrisitas rata-rata tendon di tumpuan

$$e_{end} = \frac{(A_{ps1} \times e_{pe1}) + (A_{ps2} \times e_{pe2}) + (A_{ps3} \times e_{pe3}) + (A_{ps4} \times e_{pe4})}{A_{pstotal}}$$

$$e_{end} = \frac{1184{,}52 \,.\, 1170 + 1579{,}36 \,.\, 970 + 1579{,}36 \,.\, 520 + 1579{,}36 \,.\, 230}{5922{,}60}$$

e_{end} = -52,13 mm

Jarak pusat penampang rata-rata tendin ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang

$$y_{end} = \frac{(A_{ps1} \times c_{e1}) + (A_{ps2} \times c_{e2}) + (A_{ps3} \times c_{e3}) + (A_{ps4} \times c_{e4})}{A_{ps1} + A_{ps2} + A_{ps3} + A_{ps4}}$$

$$y_{end} = \frac{1184{,}52 \,.\, 1470 + 1579{,}36 \,.\, 1120 + 1579{,}36 \,.\, 670 + 1579{,}36 \,.\, 280}{5922{,}60}$$

y_{end} = 872,67 mm

Tanda (-) pada eksentrisitas tendon rata-rata di tumpuan mentakan bahwa eksentrisitas tendon berada di atas titik berat penampang di tumpuan.

c. Penentuan sudut angkur

Persamaan untuk menentukan sudut angkur pada tiap tendon dapat dilihat sebagai berikut ini.

Panjang bentang jembatan L= 30 m

Persamaan linear tendon

$$e_{end} = \frac{4 \times e_{pi} \times x}{L^2}$$

$$dy/dx = \frac{4 \times e_{pi} \times (L - 2x)}{L^2}$$

Untuk tumpuan (x) = 0, maka

$$dy/dx = \frac{4 \times e_{pi}}{L}$$

Persamaan sudut angkur,

$$a = \tan^{-1} {}^{dy}/_{dx}$$

Sehingga, dari persamaan di atas nilai sudut angkur pada tumpuan untuk setiap tendon dapat dilihat pada Tabel 5. berikut ini.

Tabel 5.33 Nilai Sudut Angkur Pda Tumpuan

No. Tendon	∑ Strands	D Selubung (mm)	e_{pi} (m)	dy/dx	Sudut Angkur	
					α	Radian (°)
1	16	84	1.17	0.16	0.15	8.87
2	16	84	0.97	0.13	0.13	7.37
3	16	84	0.52	0.07	0.07	3.97
4	16	84	0.23	0.03	0.03	1.76

d. Penentuan tata letak trace tendon

Berikut merupakan persamaan untuk menntukan letak trace tendon di setiap sambungan.

Panjang bentang jembatan, L = 30 m

Jarak vertikal pusat penampang tendon di tumpuan ke pusat penampang tendon yang sama di tengah bentang gelagar, $e_{po}=e_{mid}$ = 0,641 m

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang, $c_{eo}=y_b$ = 0,82 m

Posisi trace tiap tendon

$$Z_i = c_{ei} - \frac{4 \times e_{pi} \times x}{L^2} \times (L - x)$$

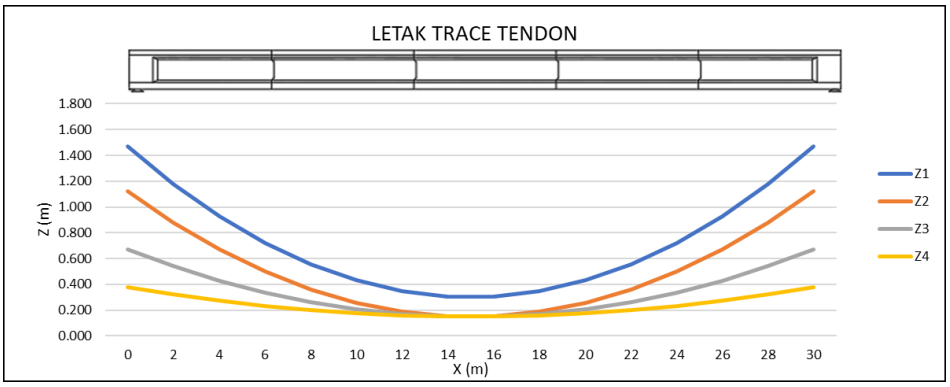
Sehingga, dari persamaan diatas letak trace pada masing-masing tendon dapat dilihat pada Tabel 5.33 di bawah ini.

Tabel 5.34 Hasil Posisi Trace Pada Tiap Tndon

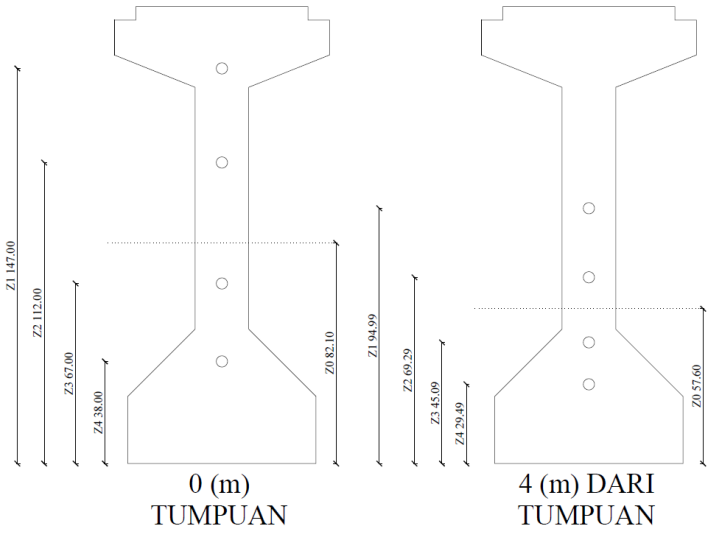
Jarak	Trace	Posisi masing-masing kabel			
X	Z0	Z1	Z2	Z3	*Z4*
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	*(m)*
0	0.821	1.470	1.120	0.670	0.380
2	0.730	1.179	0.879	0.541	0.323
4	0.576	0.929	0.672	0.430	0.274
6	0.448	0.721	0.499	0.337	0.233

Lanjutan Tabel 5.34 Hasil Posisi Trace Pada Tiap Tndon

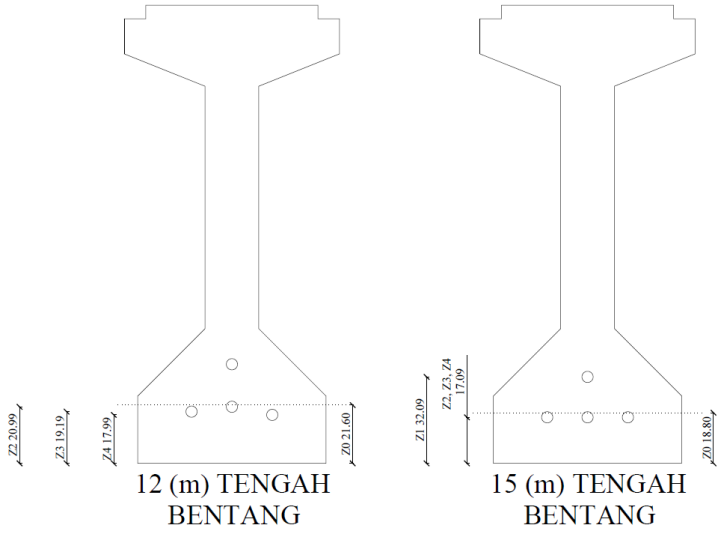
Jarak	Trace	Posisi masing-masing kabel			
X	Z0	Z1	Z2	Z3	*Z4*
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	*(m)*
8	0.345	0.555	0.361	0.263	0.200
10	0.268	0.430	0.258	0.208	0.176
12	0.216	0.347	0.189	0.171	0.159
14	0.191	0.305	0.154	0.152	0.151
16	0.191	0.305	0.154	0.152	0.151
18	0.216	0.347	0.189	0.171	0.159
20	0.268	0.430	0.258	0.208	0.176
22	0.345	0.555	0.361	0.263	0.200
24	0.448	0.721	0.499	0.337	0.233
26	0.576	0.929	0.672	0.430	0.274
28	0.730	1.179	0.879	0.541	0.323
30	0.821	1.470	1.120	0.670	0.380



Gambar 5.33 Posisi Trace Pada Tiap Tendon



Gambar 5.34 Posisi Tendon Pada Tumpuan



Gambar 5.35 Posisi Tendon Pada Tengah Bentang

5.3.6 Perhitungan Kehilangan Prategang

Pada beton prategang gelagar kehilangan gaya prategang terdiri dari kehilangan seketika dan kehilangan jaka panjang. Kehilangan gaya prategang tersebut terjadi dalam 3 fase yaitu pada saat transfer, pada saat pengecoran dek, dan pada saat layan. Berikut merupakan tabel kehilangan gaya prategang pada gelagar pasca tarik.

Tabel 5.35 Kehilangan Gaya Prategang Pascatarik

Kehilangan Prategang (AASHTO LRFD Pasal 5.9.5)	**Saat Transfer**	**Saat Tranfer Hingga pengecoran Dek**	**Saat Pengecoran Dek Hingga Waktu Akhir**
Friksi	Δf_{pF}	-	-
Slip Pada Tendon	Δf_{pA}	-	-
Perpendekkan Elastis	Δf_{PES}	-	-
Susut Pada Gelagar	-	Δf_{pSR}	Δf_{PSD}
Rangkak Pada Gelagar	-	Δf_{pCR}	Δf_{pCD}
Relaksasi Pada Baja Prategang	-	Δf_{pR1}	Δf_{pR2}
Susut Pada Dek Saat Penampang Komposit	-	-	Δf_{pSS}

1. Karakteristik Penampang Transformasi

Dalam perencanaan ini, prosedur kehilangan prategang jangka panjang dihitung menggunakan metode *Refined Method*. Dengan metode ini, penampang yang digunakan ditentukan berdasarkan transformasi penampang. Berikut adalah perhitungan karakteristik penampang gelagar menggunakan konsep transformasi.

a. Gelagar non komposit saat transfer

Rasio modulus elastistas baja prategang terhadap modulus elastisitas beton gelagar saat transfer,

$$n_i = \frac{E_{ps}}{E_{cig}}$$

$$= \frac{197000}{29725,41}$$

$$= 6,63$$

Luas penampang tendon transformasi saat transfer,

$$A_{psi} = (n_i - 1)A_{ps_tot}$$

$$= (6,63\text{-}1)5922,6$$

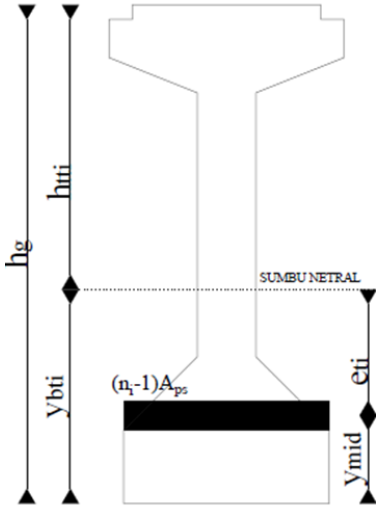
$$= 33328,40 \text{ mm}^2$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah gelagar di tengah bentang,

$$y_{mid} = 180 \text{ mm}$$

Tabel 5.36 Inersia Gelagar Saat Transfer

Penampang	**Luas Penampang**	**Jarak thd Alas**	**Statis Momen**	**Jarak Garis Ntrl**	***Inersia***	**Inersia Momen**
	Ai	**yi**	**Ai x yi**	**ycg**	***Ai x (yi-ycg)²***	**I_0**
	(mm^2)	**(mm)**	**(mm^3)**	**(mm)**	***(mm^4)***	**(mm^4)**
Gelagar	663500	820.5	544426666.7	729.7	5478807006.9	231157616605.9
Strand	33328.40	180	5999112.8	729.7	10069642712.4	
∑Total	696828.40	1000.5	550425779.5		15548449719.3	231157616605.9



Gambar 5.36 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Transfer

Momen inersia penampang gelagar gelagar nonkomposit saat transfer

$$I_{ti} = \Sigma I_0 + \Sigma A \times (y_i - y_{cg})^2$$

I_{ti} =231157616605,96+33328,40×(180-729,7)^2

I_{ti} =241227259318,35 mm^4

Tinggi gelagar, h_g = 1700 mm

Luas penampang transformasi gelagar nonkomposit saat tranfer, A_{gti} = 696828,40 mm^2

Jarak sumbu netral ke serat terbawah penampang komposit saat transfer, y_{bti}

$$= \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A}$$

$$= \frac{696828{,}40 \,.\, 550425779{,}47}{696828{,}40}$$

= 789,90 mm

Jarak sumbu netral ke serat teratas penampang gelagar nonkomposit transformasi, y_{tti}

$$= h_g - y_{bti}$$

= 1700-789,90

= 910,10 mm

Eksentrisitas tendon rata-rata pada penampang gelagar nonkomposit e_{ti}

$$= y_{bti} - y_{mid}$$

transfromasi di tengah bentang saat transfer,

$= 789,90 - 180$

$= 609,90$

Modulus penampang serat bawah gelagar nonkomposit saat transfer, $s_{bti} = \frac{I_{ti}}{y_{bti}}$

$= \frac{241227259318,35}{789,90}$

$= 305389050,60 \text{ mm}^3$

Modulus penampang serat atas gelagar nonkomposit saat transfer, $S_{tti} = \frac{I_{ti}}{y_{tti}}$

$= \frac{241227259318,35}{910,10}$

$= 265056200,82 \text{ mm}^3$

b. Gelagar non komposit saat final

Rasio modulus elastisitas baja prategang terhadap modulus elastisitas beton gelagar nonkomposit saat final, $n_f = \frac{E_{ps}}{E_{cg}}$

$= \frac{197000}{33234,02}$

$= 5,93$

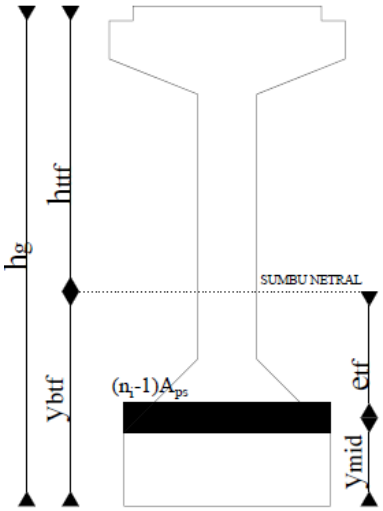
Luas penampang baja prategang (tendon) transformasi saat final, $= (n_f - 1)A_{ps_tot}$

$= (593\text{-}1)5922,6$

$= 29184,57 \text{ mm}^2$

Tabel 5.37 Inersia Gelagar Saat Final

Penampang	Luas Penampang	Jarak thd Alas	Statis Momen	Jarak Garis Ntrl	*Inersia*	Inersia Momen
	Ai	yi	Ai x yi	ycg	*Ai x (yi-ycg)²*	I_0
	(mm^2)	(mm)	(mm^3)	(mm)	(mm^4)	(mm^4)
Gelagar	663500	820.5	544426666.7	729.7	5478807006.9	231157616605.9
Strand	33328.40	180	5999112.8	729.7	10069642712.4	
∑Total	696828.40	1000.5	550425779.5		15548449719.3	231157616605.9



Gambar 5.37 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Nonkomposit

Momen inersia penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final

$I_{tf} = \Sigma I_0 + \Sigma A \times (y_i - y_{cg})^2$

I_{tf} = 231157616605,96+692684,57×(820,54-793,55)^2

I_{tf} = 231662115421 mm^4

Luas penampang baja prategang (tendon) transformasi saat final, h_g = 1700 mm

Luas penampang transformasi gelagar nonkomposit saat final, A_{gtf} = 692684,57 mm^2

Jarak sumbu netral ke serat terbawah penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final, $y_{btf} = \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A}$

$= \frac{549679888,48}{629684,57}$

= 793,55 mm

Jarak sumbu netral ke serat teratas penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final, y_{ttf} = 906,45 mm

Eksentrisitas tendon rata-rata pada penampang gelagar nonkomposit transformasi di tengah bentang saat final, $e_{tf} = y_{btf} - y_{mid}$

$= 793,55 - 180$

$= 613,55$

Modulus penampang serat bawah penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final,

$$s_{btf} = \frac{I_{tf}}{y_{btf}}$$

$$= \frac{231662115421}{793,55}$$

$= 291931313,4 \text{ mm}^3$

Modulus penampang serat bawah penampang gelagar nonkomposit transformasi saat final,

$$s_{ttf} = \frac{I_{tf}}{y_{ttf}}$$

$$= \frac{231662115421}{906,45}$$

$= 255570780,9 \text{ mm}^3$

c. Gelagar komposit transformasi

Rasio modulus elastisitas gelagar terhadap modulus elastisitas pelat saat final

$$n_c = \frac{E_{cg}}{E_{cd}}$$

$$= \frac{33234,02}{27805,57}$$

$= 1,20$

Lebar penampang sayap efektif penampang komposit saat final,

$$b_{ec} = \frac{S_g}{n_c}$$

$$= \frac{1850}{1,20}$$

$= 1547,82 \text{ mm}$

Luas penampang pelat pada komposit saat final,

$$A_d = b_{ec} \times t_s$$

$= 1547,82 \times 250$

$= 386955,26 \text{ mm}^2$

Rasio modulus baja prategang terhadap modulus elastisitas beton gelagar komposit saat final,

$$n_t = \frac{E_{ps}}{E_{cg}}$$

$$= \frac{197000}{33234,02}$$

$$= 5,93$$

Luas penampang baja prategang,

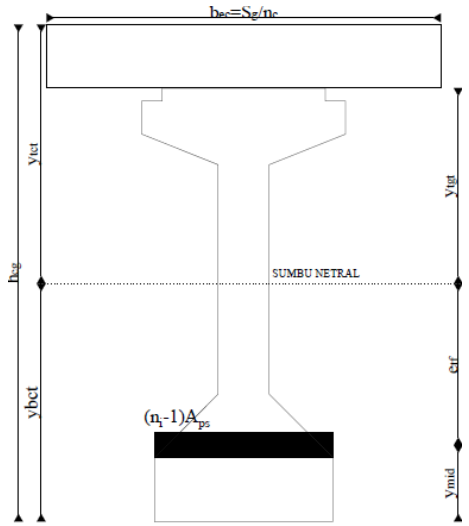
$$A_{psc} = (n_t - 1)A_{ps_tot}$$

$$= (5,93\text{-}1)5922,6$$

$$= 29184,57 \text{ mm}^2$$

Tabel 5.38 Inersia Gelagar Saat Final Komposit

Penampang	Luas Penampang	Jarak thd Alas	Statis Momen	Jarak Garis Ntrl	Inersia	Inersia Momen
	Ai	yi	Ai x yi	ycg	Ai x (yi-ycg)^2	I_0
	(mm^2)	(mm)	(mm^3)	(mm)	(mm^4)	(mm^4)
Gelagar	663500	820.5	544426666.7	755,8	2777298313.7	231157616605.9
Strand	29184,57	180	5253221,8	755,8	9677345157.1	
Pelat	386955,26	1190,6	460689774,6	755,8	73124323421.6	2015391991
∑Total	696828.40	1000.5	1100369663		85578966892.4	233173008596.9



Gambar 5.38 Posisi Eksentrisitas Tendon Saat Final Komposit

Momen inersia penampang gelagar komposit transformasi saat final

$$I_{ct} = \Sigma I_0 + \Sigma A \times (y_i - y_{cg})^2$$

$$I_{ct} = 231157616605,96+1079639,83\times(1190,6\text{-}755,84)^2$$

$$I_{ct} = 437196418155 \text{ mm}^4$$

Tinggi gelagar, h_g = 1700 mm

Tinggi gelagar komposit, h_{cg} = 1950 mm

Luas penampang transformasi gelagar komposit saat final, A_{cgtf} = 1079639,83 mm^2

Jarak sumbu netral ke serat bawah penampang gelagar komposit transformasi saat final, $y_{bct} = \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A}$

$= \frac{1010369663,04}{1079639,83}$

= 935,84 mm

Jarak sumbu netral ke serat teratas penampang gelagar komposit transformasi saat final, $y_{tct} = h_{cg} - y_{bct}$

= 1950-935,84

= 1014,160 mm

Jarak sumbu netral ke serat teratas penampang gelagar, $y_{tgt} = h_g - y_{bct}$

= 1700-935,84

= 767,84 mm

Eksentrisitas tendon rata-rata pada penampang gelagar komposit transformasi di tengah bentang saat final, $e_{ct} = y_{bct} - y_{mid}$

= 935,84 - 180

= 755,84 mm

Modulus penampang serat bawah penampang gelagar komposit transformasi saat final, $s_{bct} = \frac{I_{ct}}{y_{bct}}$

$= \frac{437196418155}{935,84}$

= 467170267,4 mm^3

Modulus penampang serat atas penampang gelagar komposit transformasi saat final, $S_{tct} = \frac{I_{ct}}{y_{tct}}$

$= \frac{437196418155}{1014,160}$

$= 431091966,8 \text{ mm}^3$

2. Analisis perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

a. Kehilangan akibat gesekan

Persamaan kehilangan gaya prategang akibat gesekan dapay dilihat sebagai berikut

$\Delta f_{pF} = f_{pj} \times (1 - e^{-(kx+\mu a)})$

$a = \frac{2e_p}{L_p}$

Dimana,

f_{pj} = Tegangan baja prategang saat *jacking*

K = Nilai koefesien gesek *wobble*

μ = Nilai koefesien gesek kelengkungan

x = Merupakan panjang tendon yang diukur dari ujung *jacking* ke titik yang ditinjau

α = Penjumlahan dari nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari *jacking* hingga ujung *jacking*

e = Bilangan natural

Nilai rata-rata geometri digunakan untuk melakukan perhitungan kehilangan gaya prategang, adapun data yang digunakan dalam perhitungan kehilangan gaya prategang adalah sebagai berikut.

Jarak vertikal pusat penampang tendon rata-rata ditumpuan dengan pusat penampang tendon rata-rata di tengah bentang, $e_p = y_{end} - y_{mid}$

$= 872,67\text{-}180$

$= 692,67 \text{ mm}$

Tegangan baja prategang saat jacking $f_{pj} = f_{pbt}$

= 1395 MPa

Koefisien gesek *wobble* K = 0,00000066

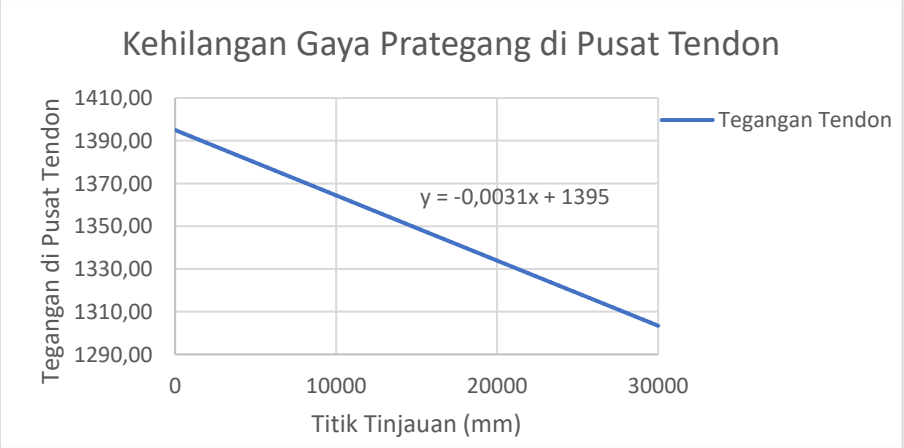
Koefisien gesek kelengkungan μ = 0,25

Bilangan natural, e = 2,7

Sehingga, dari data dan persamaan diatas didapatkan kehilangan prategang seperti berikut.

Tabel 5.39 Hasil Kehilangan Gaya Prategang

Segmen	e_p	L_p	α	$\sum\alpha$	$\sum L_p$	Titik	Δf_{pF}	Δf_{pj}-Δf_{pF}
	mm	mm	radian	rad	*mm*		Mpa	Mpa
A	692.67	0	0	0	0	A	0.00	1395.00
AB	692.67	15000	0.09	0.09	15000	B	45.86	1349.14
BC	692.67	15000	0.09	0.18	30000	C	91.58	1303.42



Gambar 5.39 Grafik Kehilangan Gaya Prategang Pada Tendon

Dari hasil tabel dan gambar diatas dapat dilihat bahwa pada tengah bentang 15000 mm tegangan yang didapatkan akibat friksi sebesar 1349,14 MPa. Sehingga, didapatkan kehilangan prategang yang terjadi di tengah bentang adalah senilai 45,86 MPa (Δf_{pF}=45,86 MPa).

b. Kehilangan akibat *anchorge set*

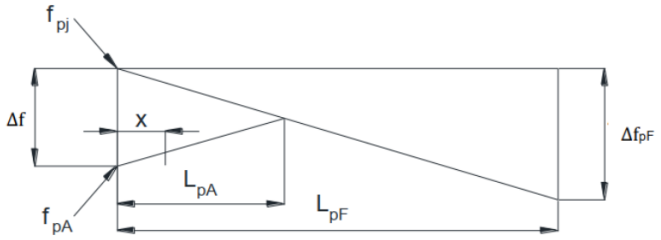
Berikut merupan persamaan kehilangn pratgenag akibat *anchorge set.*

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

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

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pA}}{L_{pF}}$$

Pola kehilangan prategang akibat *anchorge set* jika digambarkan dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5.40 Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set*
(Sumber: Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021, 2021)

Modulus elastisitas angkur, E_s = 200000 MPa

Asumsi panjang slip tendon yang terjadi (AASHTO LRFD C.5.9.3.2.1), ΔL = 9,53 mm

L_{pF} = L_b
= 30000 mm

Kehilangan prategang rata-rata akibat friksi, Δf_{pF} = 45,86 MPa

Untuk panjang rata-rata bagian gelagar yang dipengaruhi kehilangan prategang akibat pergeseran angkur pada tendon dari data diatas adalah

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

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{200000(9{,}53)\times 30000}{45{,}86\ \text{MPa}}}$$

L_{pA} = 35301,69 mm

Jika nilai $L_{pA} > L_b$ maka gunakan L_b pada Δf_{pA}

Perubahan rata-rata tegangan akibat kehilangan prategang karena pergeseran angkur pada tendon.

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pA}}{L_{pF}}$$

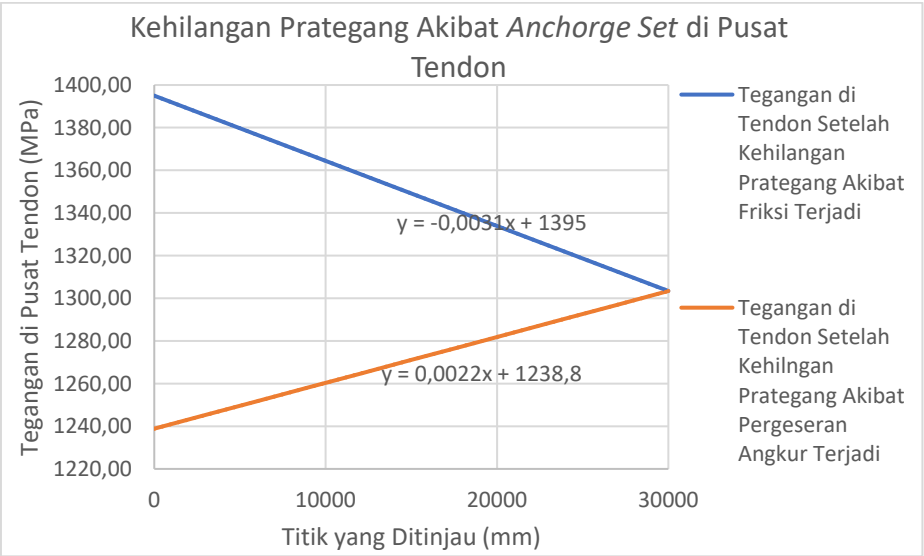
$$\Delta f = \frac{2.45{,}86 \times 35301{,}69}{30000}$$

$$\Delta f = 107{,}93 \text{ MPa}$$

Sehingga, didapatkan kehilangan prategang akibat pergeseran angkur seperti berikut.

Tabel 5.40 Hasil Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set*

LOKASI		Δf_{pA}	Δf_{pF}	Δf_{pF}-Δf_{pA}
X/L	X			
	mm	MPa	MPa	MPa
0	0	107.93	1330.58	1222.66
0.1	3000	97.13	1327.84	1230.71
0.2	6000	86.34	1325.11	1238.76
0.3	9000	75.55	1322.38	1246.83
0.4	12000	64.76	1319.65	1254.90
0.5	15000	53.96	1316.93	1262.97
0.6	18000	43.17	1314.22	1271.05
0.7	21000	32.38	1311.51	1279.13
0.8	24000	21.59	1308.81	1287.22
0.9	27000	10.79	1306.11	1295.32
1	30000	0.00	1303.42	1303.42



Gambar 5.41 Kehilangan Prategang Akibat *Anchorge Set*

Berdasarkan grafik di atas, terlihat bahwa kurva kehilangan prategang akibat *anchorage set* melintasi kurva kehilangan prategang akibat friksi pada titik yang berjarak 30 m dari ujung gelagar. Oleh karena itu, dalam

kasus ini, kehilangan prategang akibat *anchorage set* di tengah bentang mencapai 53,96 MPa (Δf_{pA}=53,96 MPa*)*

c. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

Jumlah tendon, N_{ps} = 4

Momen akibat berat sendiri gelagar, M_{MS_G} = 1866,09 kNm

Tegangan pada tendon saat transfer, f_{pi1} = $f_{pbt} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA})$

= 1860-(45,86+53,96)

= 1295,18 MPa

Gaya pratgenag awal, Pi = $f_{pi1}(A_{ps_tot})$

= 1295,18 ×5922,6

= 7670818,20 N

Tegangan di beton pada level baja

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \times e_{mid}{}^2}{I_g} - \frac{M_{MS_G} \times e_{mid}}{I_g}$$

$$f_{cgp} = \frac{7670818,20}{663500} + \frac{7670818,20 \,.\, 640,54^2}{231157616606} - \frac{(1866,09 \,.\, 10^6).640,54}{231157616606}$$

f_{cgp} = 20,01 MPa

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

$$\Delta f_{pES} = \frac{N_{ps} - 1}{2N_{ps}} \times \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times f_{cgp}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{4\text{-}1}{24} \times \frac{197000}{29725,41} \times 20,01$$

Δf_{pES} = 49,72 MPa

Didapatkan nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis adalah sebesar 49,72 MPa (Δf_{pES}=49,72 MPa*)*

3. Analisis perhitungan kehilangan Saat Transder Hingga Pengecoran Pelat

a. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

Kehilangan penampang gelagar tengah, K_{IIg} = 5513 mm

Luas permukaan total gelagar, A_{surfg} = $(K_{IIg} \times L_b) + 2A_g$

= (5513 . 30000)+2 . 663500

= 166717000 mm^2

Volume gelagar, $V_g = A_g \times L_b$

= 663500×30000

= 19905000000 mm^3

Rasio volume terhadap luas permukaan, $r_{vs} = \frac{V_g}{A_{surfg}}$

$= \frac{19905000000}{166717000}$

= 119,39 mm

Faktor pengaruh rasio volume terhadap luas permukaan komponen yang ditinjau ($k_s \geq 1$)

$$k_s = 1{,}45mm - 0{,}0051 \times \left(\frac{V_g}{A_{surfg}}\right)$$

$$k_s = 1{,}45mm\text{-}0{,}0051 \times \left(\frac{19905000000}{166717000}\right)$$

$k_s = 0{,}84$

Karena nilai k_s yang diperoleh 0,84 < 1, maka nilai ks yang digunakan dalam perencanaan adalah 1.

Kelembaban relatif, H_r = 85%

Umur gelagar saat transfer, t_i = 7 hari

Umur gelagar saat pengecoran pelat, t_d = 120 hari

Umur gelagar saat final (saat usia akhir rencana jembatan) t_f = 25550 hari

Faktor kelembaban untuk susut, $k_{hs} = 2 - 0{,}014H_r$

= 2 - 0,014 . 85%

= 1,99

Faktor pengaruh kuat tekan beton, $k_f = \frac{35MPa}{7MPA + f'_{cig}}$

$= \frac{35MPa}{7MPa+40\ MPa}$

= 0,74

Perpanjangan waktu antara transfer dan pengecoran pelat, $t_{di} = t_d - t_i$

$= 120 - 7$

$= 113$ hari

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan transfer adalah

$$k_{tddi} = \left[\frac{t_{di}}{61 - 0{,}58 \times \left(\frac{f'_{cig}}{MPa}\right) + t_{di}}\right]$$

$$k_{tddi} = \left[\frac{113}{61\text{-}0{,}58\times(40)+113}\right]$$

$k_{tddi} = 0{,}75$

Regangan susut gelagar antara waktu transfer dan pengecoran pelat

$$\varepsilon_{bid} = k_s \times k_{hs} \times k_f \times k_{tddi} \times 0{,}48 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon_{bid} = 1\times1{,}99\times0{,}74\times0{,}75\times0{,}48\times10^{-3}$

$\varepsilon_{bid} = 0{,}00053$

Faktor kelembaban untuk rangkak $k_{hc} = 1{,}56 - 0{,}008 \times H_r$

$= 1{,}56\text{-}0{,}008\times85\%$

$= 1{,}55$

Perpanjangan waktu antara transfer dan final, $t_{fi} = t_f - t_i$

$= 25550 - 7$

$= 25543$ hari

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara final dan transfer adalah

$$k_{tdfi} = \left[\frac{t_{fi}}{61 - 0{,}58 \times \left(\frac{f'_{cig}}{MPa}\right) + t_{fi}}\right]$$

$$k_{tdfi} = \left[\frac{25543}{61\text{-}0{,}58\times(40)+25543}\right]$$

$k_{tdfi} = 1{,}00$

Koefisien rangkak gelagar saat waktu final karena pembebanan saat transfer

$\Psi_{tfti} = 1{,}9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tdfi} \times t_i^{-0{,}118}$

$\Psi_{tfti} = 1{,}9 \times 1 \times 1{,}55 \times 0{,}74 \times 1{,}00 \times 7^{-0{,}118}$

$\Psi_{tfti} = 1{,}74$

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 adalah

$$k_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times \frac{A_{ps}}{A_g} \times \left(1 + \frac{A_g \times e_{mid}{}^2}{I_g}\right) \times (1 + 0{,}7 \times \Psi_{fti})}$$

$$k_{id} = \frac{1}{1 + \frac{197000}{29725{,}41} \cdot \frac{5922{,}6}{663500} \cdot \left(1 + \frac{663500 \,.640{,}54^2}{231157616606}\right) .(1 + 0{,}7.1{,}74)}$$

$k_{id} = 0{,}78$

Sehingga, kehilangan prategang akibat susutpada gelagar adalah

$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} \times E_{ps} \times k_{id}$

$\Delta f_{pSR} = 0{,}00553 \times 197000 \times 0{,}79$

$\Delta f_{pSR} = 81{,}58$ MPa

Dari perhitungan diatas didapatkan kehilangan pratgenag akibat susut pada gelagar sebesar 83,19 MPa (Δf_{pSR}=83,19 MPa)

b. Kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar

Persamaan kehilangan pratgenag akibat rangkak pada gelagar adalah sebagai berikut.

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \times f_{cgp} \times \Psi_{tdti} \times k_{id}$$

Nilai f_{cgp} dihitung dengan mempertimbangkan gaya pratekan setelah pemindahan dan pengaruh momen yang disebabkan oleh berat sendiri girder, dengan menggunakan sifat penampang-penampang girder non-komposit pada saat perpindahan yang ditransformasikan.

Kehilangan tendon akibat relaksasi tendon Δf_{pR1} = 8 MPa

rentang waktu transfer hingga pengecoran pelat

Tegangan saat setelah transfer pada strand

$\Delta f_{pi2} = f_{pbt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pR1})$

Δf_{pi2} =1395-(49,72+45,86+8)

Δf_{pi2} =1291,42 MPa

Gaya prategang saat setelah transfer, $Pi = \Delta f_{pi2} . A_{ps_total}$

$= 1291,42 . 5922,6$

$= 7648579,83$ kN

Tegangan di beton pada level tendon saat setelah transfer

$$f_{cgpi} = \left| \frac{-P_i}{A_{gti}} - \frac{P_i \times e_{ti}^{\,2}}{I_{ti}} + \frac{M_{MS_G} \times e_{ti}}{I_{ti}} \right|$$

$$f_{cgpi} = \left| \frac{-7648579,83}{696828,10} - \frac{7648579,83 \,.609,90^2}{241227259318,35} + \frac{(1866,09.10^6) \,.\, 609,90}{241227259318,35} \right|$$

f_{cgpi} = 18,05 MPa

Koefisien rangkak gelagar saat waktu transfer dan penempatan pelat karena pembebanan saat transfer

$\Psi_{tdti} = 1,9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tddi} \times t_i^{-0,118}$

$\Psi_{tdti} = 1,9 \times 1 \times 1,55 \times 0,74 \times 0,75 \times 7^{-0,118}$

Ψ_{tdti} = 1,31 MPa

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar adalah

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times f_{cgpi} \times \Psi_{tdti} \times k_{id}$$

$$\Delta f_{pCR} = \frac{197000}{29725,41} \times 18,05 \times 1,31 \times 0.78$$

Δf_{pCR} =121,77 MPa

Didapatkan nilai kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar sebesar 121, 77 MPa (Δf_{pCR}=121,77 MPa)

c. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Menurut Pasal 5.9.3.4.2c AASHTO LRFD 2017, diperbolehkan menggunakan nilai Δf_{pR1} sebesar 8 MPa untuk *strand* dengan *low relaxation* (Δf_{pR1}=8 MPa)

4. Analisis Perhitungan Kehilangan Saat Pengecoran Pelat Hingga Final

   a. Kehilangan prategang akibat susut pada gelagar

   Perpanjangan waktu antara pengecoran pelat hingga final, $t_{fd} = t_f - t_d$

   $= 25550 - 120$

   $= 25430$

   Faktor perpanjangan waktu antara final dan pengecoran pelat adalah

$$k_{tdfd} = \left[\frac{t_{fd}}{61 - 0{,}58 \times \left(\frac{f'_{cig}}{MPa}\right) + t_{fd}}\right]$$

$$k_{tdfd} = \left[\frac{25430}{61\text{-}0{,}58\times(40)+25430}\right]$$

$$k_{tdfd} = 1{,}00$$

   Regangan susut gelagar antara waktu final dan transfer adalah

$$\varepsilon_{bif} = k_s \times k_{hs} \times k_f \times k_{tdfd} \times 0{,}48 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bif} = 1\times1{,}99\times0{,}74\times1{,}00\times0{,}48\times10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bif} = 0{,}00071$$

   Regangan susut gelagar antara waktu final dan pengecoran pelat, $\varepsilon_{bdf} = \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid}$

   $= 0{,}0071 - 0{,}00053$

   $= 0{,}00018$

   Eksentrisitas tendon pada penampang komposit, $e_{cg} = y_{bcg} - y_{mid}$

   $= 1190{,}55\text{-}180$

   $= 1010{,}55$ mm

   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

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times \frac{A_{ps}}{A_{cg}} \times \left(1 + \frac{A_{cg} \times {e_{cg}}^2}{I_{cg}}\right) \times (1 + 0{,}7 \times \Psi_{fti})}$$

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \frac{197000}{29725{,}41} \cdot \frac{5922{,}6}{1050455} \cdot \left(1 + \frac{1050455.1010{,}55^2}{479772134299}\right).(1+0{,}7.1{,}74)}$$

k_{df} = 0,79

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat susut pada gelagar adalah

$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} \times E_{ps} \times k_{df}$

Δf_{pSD} = 0,00018×197000×0,79

Δf_{pSD} = 27,50 MPa

Didapatkan nilai kehilangan prategang akibat susut pada gelagar sebesar 27,50 MPa (Δf_{pSD}=27,50 MPa)

b. Kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar

Koefisien rangkak gelagar waktu antara pengecoran pelat dan final

$\Psi_{tftd} = 1{,}9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tdfd} \times {t_d}^{-0{,}118}$

Ψ_{tftd} = 1,9×1×1,55×0,74×1,00×$120^{-0,118}$

Ψ_{tftd} = 1,25

Momen akibat berat pelat, RC plate dan diafragma yang bekerja pada gelagar nonkomposit transformasi final.

$M_S = M_{MS_S} + M_{MS_RCP} + M_{MS_D}$

M_S =1300,78+170,16+226,97

M_S =1697,91 kNm

Momen akibat berat aspal, trotoar, genangan dan barrier

$M_A = M_{MA_A} + M_{MA_H} + M_{MA_BR} + M_{MA_TR}$

M_A = 228,94+101,98+416,03+506,25

M_A = 1253,19 kNm

Sehingga, variasi tegangan pada beton yang terjadi antara proses transfer dan pengecoran pelat disebabkan oleh hilangnya prategang, proses pengecoran pelat, serta penambahan beban mati.

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

$$\Delta f_{cd} = -(81{,}58+121{,}77+8).\frac{5922{,}6}{663500}.\left(1+\frac{663500.180^2}{231157616606}\right)$$

$$-\left(\frac{1697{,}91.755{,}84}{231662115421}+\frac{1253{,}19.755{,}84}{437196418155}\right)$$

Δf_{cd} = -4,11 MPa

Dengan demikian, kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar adalah

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_{ps}}{E_{cig}}.f_{cgpi}.(\Psi_{tfti}-\Psi_{tdti}).k_{df}+\frac{E_{ps}}{E_{cg}}.\Delta f_{cd}.\Psi_{tftd}.k_{df}$$

$$\Delta f_{pCD} = \frac{197000}{29725{,}41}.18{,}05.(1{,}74\text{-}1{,}31).0{,}79+\frac{197000}{33234{,}02}.\text{-}4{,}11.1{,}25.0{,}79$$

Δf_{pCD} =16,96 MPa

Didapatkan nilai kehilangan prategang akibat rangkak pada gelagar sebesar 16,96 MPa (Δf_{pCD}=16,96 MPa)

c. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Menurut Pasal 5.9.3.4.2c AASHTO LRFD 2017, diperbolehkan menggunakan nilai Δf_{pR1} sebesar 8 MPa untuk *strand* dengan *low relaxation* (Δf_{pR2}=Δf_{pR1}=8 MPa)

d. Tambahan prategang akibat penyusutan pelat

Lebar sayap efektif, b_{ef} = 1850 mm

Luas penampang pelat, A_d = $t_s \times b_{ef}$

= 250×1850

= 462500 mm^2

Keliling penampang pelat. K_{IId} = $2b_{ef} + 2t_s$

= 2 . 1850 + 2 . 250

= 4200 mm

Luas permukaan total pelat, A_{surfd} = $K_{IId}.L_b + 2A_d$

= 4200 . 30000 + 2 . 462500

= 126925000 mm^2

Volume pelat, V_d = $A_{surfd} \times L_b$

= 126925000×30000

= 3807750000000 mm^3

Rasio volume terhadap luas permukaan, $r_{vsd} = \frac{V_d}{A_{surfd}}$

$= \frac{3807750000000}{126925000}$

= 30000 mm

Faktor pengaruh rasio volume terhadap luas permukaan komponen yang ditinjau ks ≥ 1

$$k_{sd} = 1{,}45mm - 0{,}0051\left(\frac{V_d}{A_{surfd}}\right)$$

k_{sd} = 1,45mm-0,0051×30000

k_{sd} = -151,55

Karena nilai Ksd yang didapatkan berdasarkan perhitungan sebesar -151,55 < 1, maka nilai Ksd yang digunakan dalam perencanaan adalah 1.

Faktor kelembaban untuk susut, $k_{hsd} = 2 - 0{,}014H_r$

= 2 - 0,014×85%

= 1,99

Faktor pengaruh kuat tekan beton, $k_{fd} = \frac{35MPa}{7MPa + f'_{cid}}$

$= \frac{35MPa}{7MPa+30\ MPa}$

= 0,95

Perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan final, $t_{dd} = t_f - t_d$

= 25550 - 120

= 25430 hari

Sehingga faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan final adalah

$$k_{tddf} = \left[\frac{t_{dd}}{61 - 0{,}58 \times \left(\frac{f'_{cid}}{MPa}\right) + t_{dd}}\right]$$

$$k_{tddf} = \left[\frac{25430}{61\text{-}0{,}58\times(30)+25430}\right]$$

$k_{tddf} = 1{,}00$

Regangan susut pelat antara pengecoran pelat dan final

$$\varepsilon_{ddf} = k_{sd} \times k_{hsd} \times k_{fd} \times k_{tddf} \times 0{,}48 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon_{ddf} = 1\times1{,}99\times0{,}95\times1{,}00\times0{,}48\times10^{-3}$

$\varepsilon_{ddf} = 0{,}0009$

Koefisien rangkak pelat saat waktu final karena pembebanan saat awal pembebanan

$$\Psi_{tftdd} = 1{,}9 \times k_{sd} \times k_{hc} \times k_{fd} \times k_{tddf} \times t_i^{-0{,}118}$$

$\Psi_{tftdd} = 1{,}9\times1\times1{,}55\times1{,}00\times0{,}48\times7^{-0{,}118}$

$\Psi_{tftdd} = 2{,}22$

Eksentrisitas pelat terhadap titik berat penampang komposit

$$e_d = y_{tcg} + \frac{t_s}{2}$$

$e_d = 509{,}45+\frac{250}{2}$

$e_d = 634{,}45$ mm

Rangkak pada pelat beton

$$\Delta f_{cfd} = \frac{\varepsilon_{ddf} \times A_d \times E_{cd}}{1 + 0{,}7.\Psi_{tftdd}} \times \left(\frac{1}{A_{cg}} - \frac{e_{cg} \times e_d}{I_{cg}}\right)$$

$$\Delta f_{cfd} = \frac{0{,}0009\ .\ 462500\ .\ 27805{,}57}{1+0{,}7.2{,}22}.\left(\frac{1}{1050455}-\frac{33234{,}02\ .\ 634{,}45}{479772134299}\right)$$

$\Delta f_{cfd} = -1{,}75$ MPa

Tanda (-) pada rangkak gelagar Δf_{cfd} menandakan bahwa adanya prategang tambahan.

Besar gaya prategang tambahan akibat susut di pelat.

$$\Delta f_{pSS} = \left|\frac{E_{ps}}{E_{cg}} \times \Delta f_{cfd} \times k_{df} \times (1 + 0{,}7\Psi_{tftdd})\right|$$

$$\Delta f_{pSS} = \left|\frac{197000}{33234{,}02}\times-1{,}75\times0{,}79\times(1+0{,}7\ .\ 2{,}22)\right|$$

$\Delta f_{pSS} = 20{,}82$ MPa

Didapatkan nilai kehilangan prategang akibat pemyustan pelat sebesar 20,82 MPa (Δf_{pSS}= 20,82 MPa)

5. Rekapitulasi Kehilangan Prategang Gelagar Pascatarik

Tabel 5.41 Rekapitulasi Kehilangan Prategang

Kehilangan Prategang	Saat Transfer (MPa)	Saat Tranfer Hingga pengecoran Dek (MPa)	Saat Pengecoran Dek Hingga Waktu Akhir (MPa)
Δf_{pF}	45,86		
Δf_{pA}	53,96		
Δf_{PES}	49,72		
$\Delta f_{pSR}, \Delta f_{PSD}$		81,58	27,50
$\Delta f_{pCR}, \Delta f_{pCD}$		121,77	16,96
$\Delta f_{pR1}, \Delta f_{pR2}$		8	8
Δf_{pSS}			20,82

6. Perhitungan Gaya Prategang Efektif Akhir

a. Total kehilangan prategang

Total kehilangan seketika

$\Delta f_{pST} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}$

Δf_{pST} = 45,86+53,96+49,72

Δf_{pST} = 149,54 MPa

Kehilangan Tergantung Waktu

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

Δf_{pLT} = 81,58+121,77+8+27,50+8+16,96-20,82

Δf_{pLT} = 242,99 MPa

Total Kehilangan Prategang

$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$

Δf_{pT} = 53,96+45,86+49,72+242,99

Δf_{pT} = 392,53 MPa

Sehingga persentase (%) kehilangan dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut.

Kondis Kehilangan Prategang Jangka Pendek (D_{PST})

$$\%\text{kehilangan}D_{PST} = \frac{\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}}{f_{pbt}} \times 100$$

$$\%\text{kehilangan}D_{PST} = \frac{53{,}96+45{,}86+49{,}72}{1395} \times 100$$

$$\%\text{kehilangan}D_{PST} = 10{,}72\ \%$$

Kondisi Prategang Efektif Jangka Pendek UTS D_{PST}

$$\%\text{UTS } D_{PST} = 75\% - \%D_{PST}$$

$$\%\text{UTS } D_{PST} = 75\%-10{,}72\ \%$$

$$\%\text{UTS } D_{PST} = 64{,}28\%$$

Kondisi Kehilangan Prategang Jangka Panjang (D_{PLT})

$$\%\text{kehilangan}D_{PLT} = \frac{\Delta f_{pLT}}{f_{pbt}} \times 100$$

$$\%\text{kehilangan}D_{PLT} = \frac{242{,}99}{1395} \times 100$$

$$\%\text{kehilangan}D_{PLT} = 17{,}42\%$$

Kondisi Prategang Efektif Jangka Panjnag UTS D_{PLT}

$$\%\text{UTS } D_{PLT} = 75\% - \%D_{PLT}$$

$$\%\text{UTS } D_{PLT} = 75\%-17{,}42\%$$

$$\%\text{UTS } D_{PLT} = 87{,}58\%$$

Dari perhitungan diatas kehilngan prategang yang terjadi di tengah bentang gelagar adalah sebagai berikut.

Tabel 5.42 Resume Kehilangan Prategang Di Tengah Bentang

Kondisi	**Kehilangan Prategang (MPa)**	**Kehilangan Prategang (%)**	**Prategang Efektif UTS (%)**
Jangka Pendek D_{PST}	149.54	10.72	64.28
Jangka Panjang D_{PLT}	242.99	17.42	57.58

Berdasarkan tabel di atas, disimpulkan bahwa kehilangan gaya prategang adalah

$\text{Losses Final} = 75\% - \%\text{UTSD}_{\text{PLT}}$

Losses Final = 75%-57,58%

Losses Final = 17,42%

b. Gaya prategang final efektif

Gaya prategang final efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$\text{Max}f_{pe} = 0{,}8 \times f_{py}$

$\text{Max}f_{pe}$ = 0,8×1674

$\text{Max}f_{pe}$ = 1339,20 MPa

Tegangan prategang efektif aktual setelah kehilangan

$f_{pe} = 0{,}75 \times f_{pu} - \Delta f_{pT}$

f_{pe} = 0,75×1860-392,53

f_{pe} = 1002,47 MPa

Periksa Batas Maksimum Prategang Efektif

$f_{pe} \leq \text{Max}f_{pe}$

1002,47 ≤ 1339,20, Batas maksimum prategang efektif terpenuhi

Perhitungan Gaya Prategang Final Efektif

$P_{eff} = A_{pstotal} \times f_{pe}$

$P_{eff} = 5922{,}6 \times 1002{,}47$

$P_{eff} = 5937203{,}22$ N

$P_{eff} = 5937{,}20$ KN

5.3.7 Kontrol Tegangan Prategang

Perhitungan kontrol tegangan prategang mengacu pada(Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021). Berikut ini adalah kontrol tegangan prategang berdasarkan panduan tersebut.

1. Tegangan Izin

Pemeriksaan tegangan dilakukan saat beban maksimum dan eksentrisitas tendon berada pada posisi maksimum.

Tegangan izin beton saat kondisi transfer

Tarik $\sigma t_i = 0{,}25 \times \sqrt{f'_{cig}\text{MPa}}$

$= 0{,}25 \times \sqrt{40}$

$= 1{,}58$ MPa

Tekan $\sigma c_i = -0{,}6 \times f'_{cig}$

$= -0{,}6 \times 40$

$= -24{,}00$ MPa

Tegangan izin beton saat kondisi layan

Tarik $\sigma t_{serv} = 0{,}5 \times \sqrt{f'_{cg}\text{MPa}}$

$= 0{,}5 \times \sqrt{50}$

$= 3{,}54$ MPa

Tekan $\sigma c_{serv} = -0{,}45 \times f'_{cg}$

$= -0{,}45 \times 50$

$= -22{,}50$ MPa

Tegangan izin beton saat kondisi layan pada pelat

Tarik $\sigma t_{serv_s} = 0{,}5 \times \sqrt{f'_{cd}\text{MPa}}$

$= 0{,}5 \times \sqrt{35}$

$= 2{,}96$ MPa

Tekan $\sigma c_{serv_s} = -0{,}45 \times f'_{cd}$

$= -0{,}45 \times 35$

$= -15{,}75$ MPa

2. Tegangan Penampang Pada Saat Transfer

Kondisi transfer merupakan keadaan awal saat gaya prategang pertama kali diterapkan pada penampang. Pada tahap ini, gaya prategang yang bekerja mencapai maksimum, sementara beban yang dialami adalah minimum, yakni hanya terdiri dari berat sendiri gelagar.

Gaya prategang jacking, $P_{jacking} = 0{,}75 \times f_{pu} \times A_{ps_tot}$

$= 0{,}75 \times 1860 \times 5922{,}6$

$= 8262027{,}00$ N

Kehilangan prategang awal $\Delta f_{pST} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}$

$= 53{,}96+45{,}86+49{,}72$

$= 149{,}54$ MPa

Gaya prategang inisial, $P_{transfer} = P_{jacking} - (\Delta f_{pST}) \times A_{ps_{tot}}$

$= 8262027{,}00 -(149{,}54)\times 5922{,}6$

$= 7376356{,}82$ N

Sehingga, tegangan pada sera tatas pada saat transfer adalah

$$f_{t_i} = \frac{-P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans}.e_{mid}}{S_t} + \frac{-M_{MS_G}}{S_t}$$

$$f_{t_i} = \frac{-7376356{,}82}{663500} + \frac{7376356{,}82 .180}{262839667} + \frac{-1866{,}09}{262839667}$$

$f_{t_i} = -0{,}24$ MPa

Periksa Tegangan Atas Saat Transfer

$|f_{t_i}| \leq |\sigma c_i|$

$|-0{,}24| \leq |-24{,}00|$, syarat tegangan atas saat transfer terpenuhi

Tegangan pada serat bawah penampang saat transfer

$$f_{b_i} = \frac{-P_{trans}}{A_g} + \frac{-P_{trans}.e_{mid}}{S_b} + \frac{M_{MS_G}}{S_b}$$

$$f_{b_i} = \frac{-7376356{,}82}{663500} + \frac{-7376356{,}82 .180}{281714853{,}5} + \frac{1866{,}09}{281714853{,}5}$$

$f_{b_i} = -21{,}26$ MPa

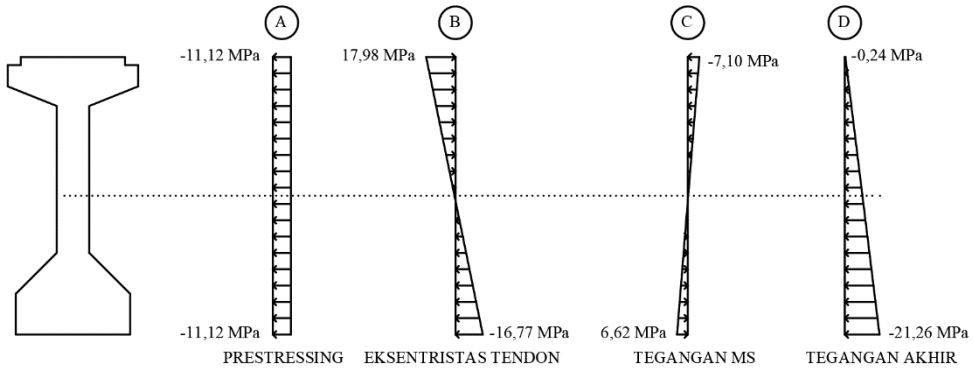
Periksa Tegangan Bawah Saat Transfer

$|f_{b_i}| \leq |\sigma c_i|$

$|-21{,}26| \leq |-24{,}00|$, syarat tegangan bawah saat transfer terpenuhi

Tabel 5.43 Resume Tegangan Pada Kondisi *Jacking*

Lokasi	$P_{transfer}/A_g$	$P_{transfer}.e_{mid}/S$	M_S/S	M_A/S	M_{LL}/S	Total
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Atas Gelagar	-11.12	17.98	-7.10	-	-	-0.24
Bawah Gelagar	-11.12	-16.77	6.62	-	-	-21.26



Gambar 5.42 Tegangan Pada Saat Transfer

Berdasarkan hasil perhitungan dan gambar yang diperoleh sebelumnya, tegangan akhir pada saat transfer atau kondisi *jacking* merupakan penjumlahan dari tegangan A, B, dan C, yang menghasilkan nilai D. Dengan demikian, tegangan yang dihasilkan adalah -0,24 MPa untuk serat atas penampang dan -21,26 MPa untuk serat bawah penampang..

3. Tegangan Penampang Pada Masa Konstruksi

Beban yang bekerja pada gelagar selama konstruksi mencakup beban pelaksanaan seperti pengecoran pelat dan diafragma. Pada tahap ini, aksi komposit antara gelagar dan pelat jembatan belum terjadi, sehingga seluruh beban sepenuhnya ditanggung oleh gelagar.

Tegangan pada serat atas penampang Saat Masa Konstruksi.

$$f_{t_kons} = \frac{-P_{trans}}{A_g} + \frac{P_{trans}.e_{mid}}{S_t} + \frac{(-M_{MS_S}) + (-M_{MS_G}) + (-M_{MS_D}) + (-M_{MS_RCP})}{S_t}$$

$$f_{t_kons} = \frac{\text{-7376356,82}}{663500} + \frac{7376356,82.180}{262839667} + \frac{\text{-3564,00}}{262839667}$$

f_{t_kons} = -6,70 MPa

Periksa Tegangan Atas Saat Masa Konstruksi

$|f_{t_kons}| \leq |\sigma c_i|$

$|\text{-6,70}| \leq |\text{-24,00}|$

syarat tegangan atas saat masa konstruksi sudah memenuhi persyaratan.

Tegangan pada serat bawah penampang Saat Masa Konstruksi

$$f_{b_kons} = \frac{-P_{trans}}{A_g} + \frac{-P_{trans}.e_{mid}}{S_b} + \frac{(M_{MS_S}) + (M_{MS_G}) + (M_{MS_D}) + (M_{MS_RCP})}{S_b}$$

$$f_{b_kons} = \frac{-7376356,82}{663500} + \frac{-7376356,82.180}{281714853,5} + \frac{-3564,00}{281714853,5}$$

f_{b_kons} = -15,24 MPa

Periksa Tegangan Bawah Saat Masa Konstruksi

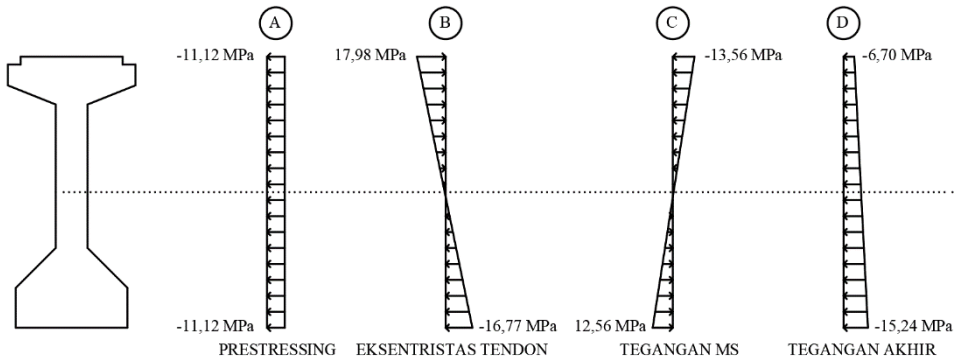
$|f_{b_kons}| \leq |\sigma c_i|$

$|-15,24| \leq |-24,00|$

syarat tegangan bawah saat masa konstruksi sudah memenuhi persyaratan.

Tabel 5.44 Resume Tegangan Pada Masa Konstruksi

Lokasi	$P_{transfer}/A_g$	$P_{transfer}.e_{mid}/S$	M_S/S	M_A/S	M_{LL}/S	Total
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Atas Gelagar	-11.12	17.98	-13,56	-	-	-6,70
Bawah Gelagar	-11.12	-16.77	12,65	-	-	-15,24



Gambar 5.43 Tegangan Pada Masa Konstruksi

Berdasarkan hasil perhitungan dan gambar yang diperoleh sebelumnya, tegangan akhir selama masa konstruksi adalah hasil penjumlahan tegangan A, B, dan C, yang menghasilkan nilai D. Dengan demikian, tegangan yang dihasilkan adalah -6,70 MPa untuk serat atas penampang dan -15,24 MPa untuk serat bawah penampang.

4. Tegangan Penampang Pada Kondisi Layan

Dalam kondisi layan, semua beban rencana telah berfungsi, dan aksi komposit antara gelagar dan pelat telah terbentuk. Pada tahap ini, beban yang bekerja mencapai maksimum, sementara gaya prategang yang bekerja minimum akibat kehilangan prategang jangka panjang. Pemeriksaan tegangan dilakukan

berdasarkan Kombinasi Layan I untuk mengecek tegangan tekan dan Kombinasi Layan III untuk mengecek tegangan tarik sesuai dengan (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021).

Gaya prategang efektif P_{eff}=5937203,22 N

Tegangan pada sisit atas penampang

$$f_{t_serv_I_ps} = \frac{-P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff}.e_{mid}}{S_t}$$

$$= \frac{\text{-5937203,22}}{663500} + \frac{5937203,22 \text{ .} 180}{262839667}$$

$$= 5,52 \text{ MPa}$$

$$f_{t_serv_I_load} = \frac{(-M_S)}{S_t} + \frac{(-M_A)}{S_{tcg}} + \frac{(-M_{LL})}{S_{tcg}} - \frac{(M_{AL_EWL} + 0,3M_{AL_EWS})}{S_{tcg}}$$

$$f_{t_serv_I_load} = \frac{\text{-3564,00}}{262839667} + \frac{\text{-1253,19}}{94174617,4} + \frac{\text{-3464,77}}{94174617,4} - \frac{168,94+0,30 \text{ .} 98,73}{94174617,4}$$

$$f_{t_serv_I_load} = \text{-18,60 MPa}$$

Sehingga, untuk total gaya prategang pada sisi atas penampang adalah

$$f_{t_serv_I_top} = f_{t_serv_I_ps} + f_{t_serv_I_load}$$

$$f_{t_serv_I_top} = 5,52+(\text{-18,60})$$

$$f_{t_serv_I_top} = \text{-13,08 MPa}$$

Periksa tegangan serat atas

$$|f_{t_serv_I_top}| \leq |\sigma c_{serv}|$$

$$|\text{-13,08}| \leq |\text{-22,50}|$$

Syarat tegangan sisi atas sudah memenuhi persyaratan

Tegangan pada serat bawah penampang

$$f_{t_serv_III_ps} = \frac{-P_{eff}}{A_g} + \frac{-P_{eff}.e_{mid}}{S_b}$$

$$f_{t_serv_III_ps} = \frac{\text{-5937203,22}}{663500} + \frac{\text{-5937203,22 .} 180}{281714853,5}$$

$$f_{t_serv_III_ps} = \text{-22,45 MPa}$$

$$f_{t_serv_III_load} = \frac{M_S}{S_b} + \frac{M_A}{S_{bcg}} + \frac{0,8M_{LL}}{S_{bcg}}$$

$$f_{t_serv_III_load} = \frac{3564,00}{281714853,5} + \frac{1253,19}{402983444,2} + \frac{0,8\ .\ 3464,77}{402983444,2}$$

$f_{t_serv_III_load}$ = 22,64 MPa

Sehingga, untuk total gaya prategang pada sisi bawah penampang adalah

$f_{t_serv_III_top} = f_{t_serv_III_ps} + f_{t_serv_III_load}$

$f_{t_serv_III_top}$ = -22,45+22,6

$f_{t_serv_III_top}$ = 0,19 MPa

Periksa Tegangan sisi bawah

$|f_{t_serv_III_top}| \leq |\sigma c_{serv}|$

$|0,19| \leq |-22,50|$

Syarat tegangan sisi bawah sudah memenuhi persyaratan

Dalam kondisi layan, pelat harus menahan beban dari barrier, aspal, dan beban hidup kendaraan yang diterima oleh penampang komposit hasil transformasi. Tegangan ini kemudian diubah menjadi tegangan pada penampang komposit yang belum ditransformasi dengan cara membagi tegangan pada penampang transformasi dengan nilai transformasi n. Oleh karena itu, perhitungan tegangan pada pelat dilakukan sebagai berikut.

Rasio modulus elastisitas pelat terhadap gelagar adalah untuk menentukan lebar penampang transformasi

$$n = \frac{E_{cg}}{E_{cd}}$$

$$n = \frac{33234,02}{27805,57}$$

n = 1,20

$$f_{t_s} = \frac{M_A}{S_{tcd}.n} - \frac{M_{LL}}{S_{tcd}.n} - \frac{(M_{AL_EWL} + 0,3M_{AL_EWS})}{S_{tcd}.n}$$

$$f_{t_s} = \frac{1253,19\times10^6}{631736703,8\ .\ 1,20} - \frac{3464,77\times10^6}{631736703,8\ .\ 1,20} - \frac{(168,94+0,3\ .\ 98,73)\times10^6}{631736703,8\ .\ 1,20}$$

f_{t_s} = -2,84 MPa

Periksa tegangan sisi atas pelat komposit

$|f_{t_s}| \leq |\sigma c_{serv_s}|$

$|-2{,}84| \leq |-15{,}75|$

Tegangan sisi atas pelat komposit sudah memenuhi syarat

$$f_{b_s} = -\frac{M_A}{S_{bcd}.n} - \frac{M_{LL}}{S_{bcd}.n}$$

$$f_{b_s} = -\frac{1253{,}19\times10^{6}}{941746176{,}4\ .\ 1{,}20} - \frac{3464{,}77\times10^{6}}{941746176{,}4\ .\ 1{,}20}$$

f_{b_s} = -5,99 MPa

Periksa sisi bawah tegangan komposit

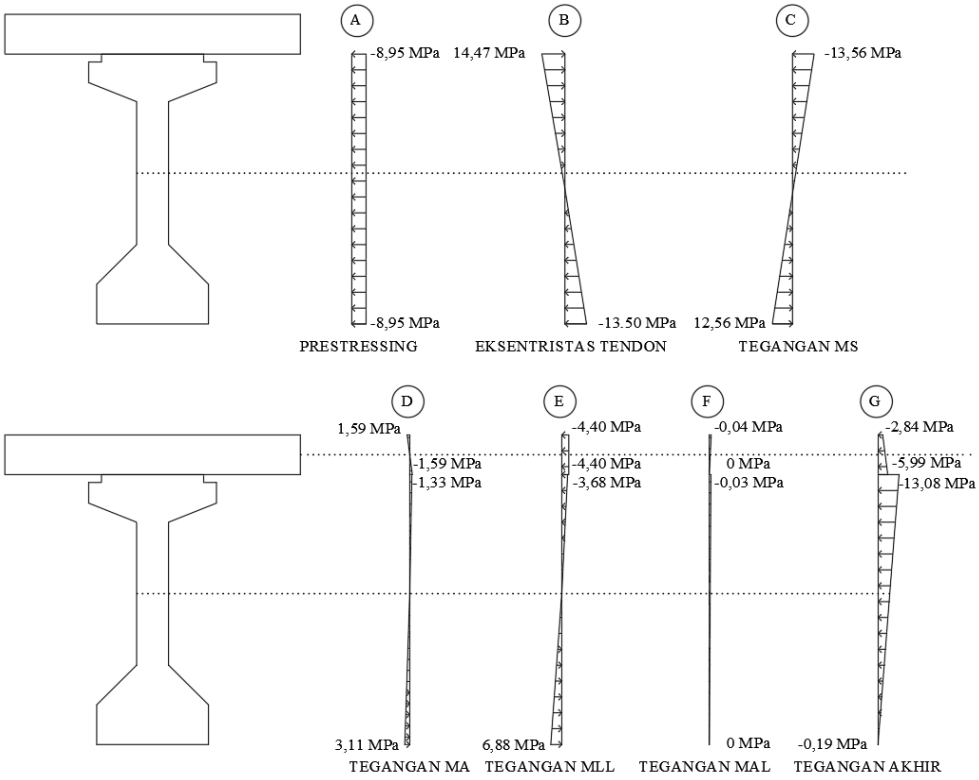
$$|f_{b_s}| \leq |\sigma c_{serv_s}|$$

$|-5{,}99| \leq |-15{,}75|$

Tegangan sisi bawah pelat komposit sudah memenuhi syarat, sehingga resume tegangan pada kondisi layan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.45 Resume Tegangan Saat Kondisi Layan

Lokasi (Sisi)	P_{eff}/A_g	$P_{eff}.e_{mid}/S$	M_S/S	M_A/S	M_{LL}/S	M_{AL}/S	Total
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Atas Gelagar	-8.95	14.47	-13.56	-1.33	-3.68	-0.03	-13.08
Bawah Gelagar	-8.95	-13.50	12.65	3.11	6.88	-	0.19
Atas Pelat	-	-	-	1.59	-4.40	-0.04	-2.84
Bawah Pelat	-	-	-	-1.59	-4.40	-	-5.99



Gambar 5.44 Tegangan Pada Masa Layan

Berdasarkan hasil perhitungan dan gambar yang diperoleh, tegangan akhir selama masa konstruksi merupakan hasil penjumlahan tegangan A, B, C, D, E, dan F menjadi G pada sisi gelagar. Tegangan yang diperoleh di sisi gelagar adalah -13,08 MPa untuk serat atas penampang dan 0,19 MPa untuk serat bawah penampang. Sementara itu, tegangan akhir pada sisi pelat adalah hasil penjumlahan tegangan D, E, dan F menjadi G, dengan tegangan yang diperoleh di sisi pelat sebesar -2,84 MPa untuk serat bawah pelat dan -5,99 MPa untuk serat atas pelat..

5. Tegangan Penampang Kondisi Layan Pada Sambungan Gelagar

Dalam perencanaan jembatan beton pratekan segmental, salah satu persyaratan kritis yang harus dipenuhi adalah tidak adanya tegangan tarik di sekitar sambungan antar gelagar. Pada kasus ini, sambungan-sambungan tersebut terletak pada titik 6 m dan 12 m dari ujung gelagar kiri.

Nilai momen akibat beban yang bekerja pada gelagar di titik-titik tersebut adalah sebagai berikut:

$R_v = 0{,}5.W.L$

$M = (R_v.X)\text{-}(0{,}5.W.X^2)$

Dari persamaan diatas, didaptkan momen pada Lokasi sambungan sebagai berikut.

Tabel 5. 46 Resume Momen Yang Bekerja Di Titik Sambungan Gelagar

No.	Beban	Besar Beban (W) (kN/m)	Reaksi Vertikal (R_v) (kN)	Lokasi Dan Momen di Sambungan (kNm)			
				6 m	12 m	18 m	24 m
1	Pelat Lantai	11.56	173.44	832.50	1248.75	1248.75	832.50
2	Gelagar	16.59	248.81	1194.3	1791.45	1791.45	1194.30
3	Deck Slab	1.51	22.69	108.90	163.35	163.35	108.90
4	Diafragma	2.02	30.26	145.26	217.89	217.89	145.26
5	Barrier	3.70	55.47	266.26	399.38	399.38	266.26
6	Trotoar	4.5	67.50	324.00	486.00	486.00	324.00
7	Aspal	2.04	30.53	146.52	219.78	219.78	146.52
8	Air Hujan	0.91	13.60	65.27	97.90	97.90	65.27
9	Angin Struktur	0.88	13.16	63.18	94.78	94.78	63.18
10	Angin Kendaraan	1.50	22.53	108.12	162.19	162.19	108.12
11	Beban Merata Lajur "D"	16.65	249.75	1198.8	1798.2	1798.20	1198.80
12	Beban Titik Lajur "D"	126.91	63.46	380.73	761.46	761.46	380.73
13	Beban Pejalan kaki	2	30.00	144.00	216.00	216.00	144.00
14	Beban Gempa	4.28	64.23	308.30	462.45	462.45	308.30
15	Rem			68.19	68.19	68.19	68.19

Gaya prategang efektif yang digunakan ditentukan berdasarkan perhitungan yang telah dijelaskan pada subbab sebelumnya, dengan mempertimbangkan kehilangan prategang yang ditentukan berdasarkan posisi sambungan. Berikut adalah perhitungan kehilangan prategang pada titik-titik sambungan yang dianalisis:

Tabel 5. 47 Gaya Prategang Efektif Dan Khilangan Gaya Prategang Pada Sambungan

X	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pLT}	*Total*	f_{eff}	p_{eff}
(m)	**MPa**	**MPa**	**MPa**	**MPa**	**MPa**	**MPa**	**kN**
6	37.69	89.58	49.72	242.99	419.98	975.02	5774.65
12	43.14	71.24	49.72	242.99	407.09	987.91	5850.99
18	80.78	52.90	49.72	242.99	426.39	968.61	5736.69
24	86.19	34.55	49.72	242.99	413.46	981.54	5813.28

Pemeriksaan tegangan dilakukan dengan mengacu pada Kombinasi Layan I untuk mengecek tegangan tekan dan Kombinasi Layan III untuk mengecek tegangan tarik pada lokasi sambungan. Rincian pemeriksaan tegangan di daerah sambungan adalah sebagai berikut:

Tabel 5. 48 Tegangan Pada Penampang Sambungan

Jarak	Eksnterisitas Tendon	Momen					Lokasi	Tegangan						Total	Cek
		M_S	M_A	M_{LL}	M_{AL}			P_{eff}/A_g	$P_{eff}.e/S$	M_S/S	M_A/S_{cg}	M_{LL}/S_{cg}	M_{AL}/S_{cg}		
					M_{AL_EWS}	M_{AL_EWL}									
m	m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
6	0.4476	2280.96	802.04	1791.72	63.18	108.12	Top	-8.70	9.83	-8.68	-0.85	-1.90	-0.13	-10.44	**OK**
		2280.96	802.04	1791.72	63.18	108.12	Bottom	-8.70	-9.18	8.10	1.99	4.45	0.32	-3.03	**OK**
12	0.2164	3421.44	1203.07	2843.85	94.78	162.19	Top	-8.82	4.82	-13.02	-1.28	-3.02	-0.20	-21.52	**OK**
		3421.44	1203.07	2843.85	94.78	162.19	Bottom	-8.82	-4.49	12.15	2.99	7.06	0.47	9.35	**OK**
18	0.2164	3421.44	1203.07	2843.85	94.78	162.19	Top	-8.65	4.72	-13.02	-1.28	-3.02	-0.20	-21.44	**OK**
		3421.44	1203.07	2843.85	94.78	162.19	Bottom	-8.65	-4.41	12.15	2.99	7.06	0.47	9.61	**OK**
24	0.4476	2280.96	2280.96	1791.72	63.18	108.12	Top	-8.76	9.90	-8.68	-2.42	-1.90	-0.13	-12.00	**OK**
		2280.96	2280.96	1791.72	63.18	108.12	Bottom	-8.76	-9.24	8.10	5.66	4.45	-0.13	0.07	**OK**

Dari tabel diatas dapat disimpulkan untuk tegangan yang diperoleh dari persamaan di atas pada sambungan penampang sudah sesuai dengan persyaratan yang telah direncanakan.

5.3.8 Kapasitas Lentur Penampang

Perhitungan tahanan lentur dilakukan pada kondisi momen maksimum, yang terjadi di 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 = $\mathrm{h_{cg} - y_{mid}}$

= $1950 - 180$

= 1770 mm

Lebar sayap tekan, $b=S_g$ = 1850 mm

Kuat tekan beton gelagar, f'_{cg} = 50 MPa

Luas strand A_{ps_tot} = 5922,6 mm^2

Tegangan putus putus tendon, f_{pu} = 1860 MPa

koefesien *friksi wobble*, k = $2 \times \left(1{,}04 - \frac{\mathrm{f_{py}}}{\mathrm{f_{pu}}}\right)$

= $2 \times \left(1{,}04 - \frac{1674}{1860}\right)$

= 0,28

Faktor blok tegangan beton, β_1 = 0,85

α_1 = 0,85

Faktor reduksi lentur ϕ_f = 0,9

Sehingga, dari data di atas perhtingan dapat dilakukan sebagai berikut.

1. Kapasitas Lentur

   Dalam perhitungan kekuatan lentur nominal penampang, langkah pertama adalah menentukan apakah penampang berperilaku sebagai penampang segi empat atau sebagai balok T. Untuk penampang segi empat, posisi sumbu netral penampang adalah sebagai berikut

   $$\mathrm{c} = \frac{\mathrm{A_{ps}.f_{pu} + A_s.f_s - A_{s\prime}.f_{s\prime}}}{0{,}85.\mathrm{f'_{cg}}.\beta 1.\mathrm{b} + \mathrm{k.A_{ps}}.\frac{\mathrm{f_{pu}}}{\mathrm{d_p}}}$$

   Karena dalam kasus ini tidak digunakan baja tulangan untuk tulangan tarik dan tekan, maka persamaan tersebut mengalami reduksi menjadi:

$$c = \frac{A_{ps}.f_{pu}}{0{,}85.f'_{cg}.\beta 1.b + k.A_{ps}.\frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Sehingga dari persamaan diatas letak sumbu netral yang didapatkan adalah sebagai berikut.

$$c = \frac{A_{ps_tot}.f_{pu}}{\alpha 1.f'_{cg}.\beta 1.b + k.A_{ps_tot}.\frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{5922{,}6 \;.\; 1860}{0{,}85\times 50\times 0{,}85\times 1850+0{,}28\times 5922{,}6\times \frac{1860}{1770}}$$

c = 160,64 mm

Tinggi blok tekan ekivalen adalah

$$a = \beta 1 \times c$$

a = 0,85×160,64

a = 136,55 mm

Karena tinggi blok tegangan tekan (a) lebih kecil dari tebal pelat sayap ts = 250 mm, blok tegangan tekan terletak pada sayap, sehingga gelagar berperilaku sebagai penampang persegi. Perhitungan kapasitas lentur penampang adalah sebagai berikut.

Tegangan rata-rata tendon prategang

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left(1 - k.\frac{c}{d_p}\right)$$

$$f_{ps} = 1860\times \left(1\text{-}0{,}28.\frac{160{,}64}{1770}\right)$$

f_{ps} = 1812,73 mm

Kapasitas lentur nominal pada tengah penampang

$$M_n = A_{ps_tot}.f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 5922{,}6\;.1812{,}73\times \left(1770\text{-}\frac{136{,}55}{2}\right)\times 10^{-6}$$

M_n = 18269,88 kNm

Momen tahanan nominal penampang

$$M_r = \phi_f.M_n$$

M_r = 0,9 . 18269,88

M_r = 16442,89 kNm

Sehingga, Kapasitas lentur penampang diperiksa terhadap momen ultimit akibat kombinasi pembebanan kuat I yang dihitung adalah

$$M_u = 1{,}2.\left(M_{MS_G} + M_{MS_RCP}\right) + 1{,}3.\left(M_{MS_D} + M_{MS_S}\right) + 2.M_A + 1{,}8.M_{LL}$$

M_u = 1,2.(1866,09+170,16)+1,3.(226,97+1300,78)+2 . 1253,19+1,8 . 3464,77

M_u = 13172,56 kNm

Cek kapasitas lentur penampang

$M_u \leq M_r$

13172,56 ≤ 16442,89

Dari cek kapasitas lentur penampang diatas nilai Mu yang diperoleh sudah memenuhi persyaratan

2. Pemeriksaan Tulangan Minimum

Jumlah tendon yang digunakan harus memenuhi persyaratan yang ditetapkan, di mana nilai Mr harus lebih besar dari nilai minimum berdasarkan dua ketentuan berikut.

Momen tidak terfaktor akibat beban mati komponen struktur,		=	1,33 Mu
		=	1,33 . 13172,56
		=	17519,50 kNm
Modulus retak beton,	f_r	=	$0{,}63.\sqrt{f'_{cg}}$
		=	$0{,}63.\sqrt{50}$
		=	4,45 MPa
Variabel faktor retak lentur	γ_1	=	1,6
Variabel faktor prategang	γ_2	=	1,1
Rasio kuat leleh dan kuat ultimit baja nonprategang	γ_3	=	1

Momen tidak terfaktor akibat beban mati komponen struktur

$$M_{dnc} = M_{MS_S} + M_{MS_G} + M_{MS_D} + M_{MS_RCP}$$

M_{dnc} = 1300,78+1866,09+226,97+170,16

M_{dnc} = 3564,00

Sehingga, tekanan beton akibat gaya pratgenag efektif adalah

$$f_{cpe} = \frac{P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff}.e_{mid}}{S_b}$$

$$f_{cpe} = \frac{5937203,22}{663500} + \frac{5937203,22\ .\ 180}{281714853,5}$$

f_{cpe} = 22,45 MPa

Dimana, nilai M_r adalah 16442,89 kNm, sehingga nilai M_{cr} dapat diketahui sebagai berikut.

$$M_{cr} = \gamma_3.(\gamma_1.f_r + \gamma_2.f_{cpe}).S_{bcg} - M_{dnc}.\left(\frac{S_{bcg}}{S_b} - 1\right)$$

$$M_{cr} = 1.(1,6\ .4,45+1,1\ .\ 22,45).402983444,2\text{-}3564,00\ .\ \left(\frac{402983444,2}{281714853,5}\text{-}1\right)$$

M_{cr} = 12823,01 kNm

Dimana nilai daari 1,2 Mcr adalah

$1,2 \times M_{cr}$

$1,2 \times 12823,01 = 15387,61$

Nilai yang digunakan untuk cek persyaratan tulangan minimum adalah nilai terkecil dari 1,2 M_{cr} atau 1,33 M_u. Dimana, dari hasil persamaan diatas didapatkan nilai terkecil yaitu pada 1,2 M_{cr}. Sehingga, untuk cek syarat tulangan minimum adalah sebagai berikut

$1,2M_{cr} \leq M_r$

$15387,61 \leq 16442,89$

dari persyaratn diatas untuk nilai Mcr yang diperoleh sudah memenuhi sesuai dengan persayaratn yaitu $1,2M_{cr} \leq M_r$

5.3.9 Penulangan Balok Prategang

Tulangan longitudinal ini berfungsi semata-mata sebagai pengikat tulangan geser, bukan sebagai tulangan lentur. Kebutuhan tulangan longitudinal dapat diperhitungkan sebagai berikut:

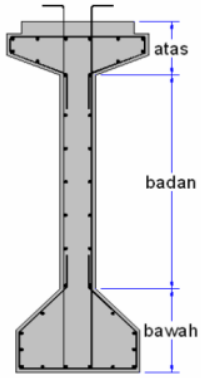
Diameter yang digunakan D = 0,013 m

Luas tulangan $A_s = \frac{1}{4}.\pi.D^2$

$$A_s = \frac{1}{4}.\pi.0{,}013^2$$

$$A_s = 0{,}0001327\ m^2$$

Perhitungan tulangan didasarkan pada luas penampang masing-masing bagian gelagar yang diperoleh dari modulus penampang girder, yang terbagi menjadi tiga bagian seperti ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 5.45 Area Desain

Sehingga, jumlah kebutuhan tulangan pada girder dapat dilihat sebagai berikut ini

Luas penampang bagian bawah $A = 0{,}2875\ m^2$

Luas tulangan bagian bawah $A_{s_bawah} = 50\% \times A_{bawah}$

$= 50\% \times 0{,}2875$

$= 0{,}0014\ m^2$

Jumlah kebutuhan tulangan bawah $n = \frac{A_{s_bawah}}{A_s}$

$= \frac{0{,}0014}{0{,}0001327}$

$= 10, 83$

Jumlah tulangan yang digunakan adalah = 12-D13

Luas penampang bagian badan $A = 0{,}180\ m^2$

Luas tulangan bagian badan $A_{s_badan} = 50\% \times A_{badan}$

$= 50\% \times 0{,}180$

$= 0{,}0009\ m^2$

Jumlah kebutuhan tulangan badan $n = \frac{A_{s_badan}}{A_s}$

$= \frac{0{,}0009}{0{,}0001327}$

$= 6{,}78$

Jumlah tulangan yang digunakan adalah = 10-D13

Luas penampang bagian atas A = 0,172 m^2

Luas tulangan bagian atas $A_{s_atas} = 50\% \times A_{atas}$

$= 50\% \times 0{,}172$

$= 0{,}00086\ m^2$

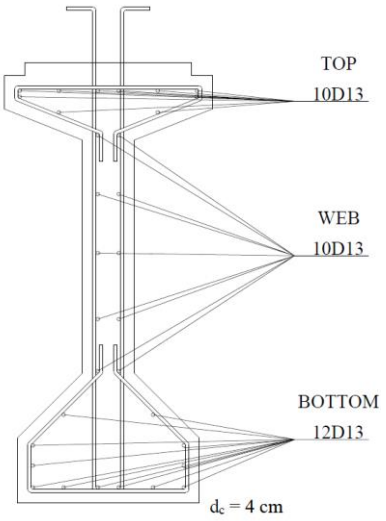
Jumlah kebutuhan tulangan atas $n = \frac{A_{s_atas}}{A_s}$

$= \frac{0{,}00086}{0{,}0001327}$

$= 6{,}48$

Jumlah tulangan yang digunakan adalah = 10-D13

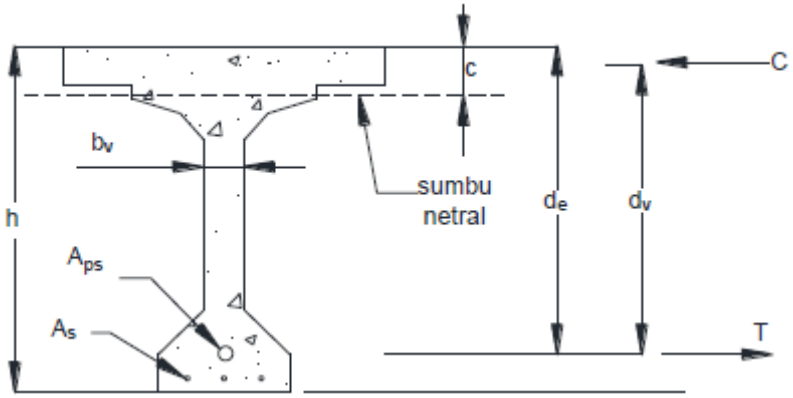
Dari perhitungan diatas didapatkan hasil penulangan pada gelagar adalah sebagai berikut.



Gambar 5.46 Hasil Penulangan PCI-Girder

5.3.10 Kapasitas Geser Penampang

Kapasitas geser penampang dievaluasi pada lokasi dengan gaya geser tertinggi. Gaya geser tertinggi biasanya ditemukan di area sekitar tumpuan, di mana beban yang diterima oleh struktur didistribusikan ke elemen pendukung. Tujuan analisis ini adalah untuk memastikan bahwa penampang mampu menahan gaya geser pada titik-titik kritis tersebut, sehingga dapat mempertahankan integritas dan keamanan struktur jembatan secara keseluruhan. Adapun data yang digunakan dalam perhitungan kapasitas geser penampang adalah sebagai berikut.



Gambar 5.47 Keterangan Variabel Perhitungan

(Sumber: Praktis Perencanaan Teknis Jembatan N0.02/M/BM/2021, 2021)

Tinggi penampang $h = h_g + t_s$

$= 1700+250$

$= 1950$ mm

Selimut beton $d_c = 40$ mm

Tinggi efektif penampang, $d_e = \frac{A_{ps}.f_{ps}.d_p}{A_{ps}.f_{ps}}$

$= \frac{5922,6 \; . \; 1812,73 \; . \; 1770}{5922,6 \; . \; 1812,73}$

$= 1770$ mm

Diameter tulangan geser $D_s = 13$ mm

Kuat leleh tulangan, $f_y = 420$ MPa

Tinggi efektif geser, $d_v = h - a - y_{mid}$

$= 1950\text{-}136,55 \text{ -}180$

$= 1633,45$ mm

Lebar penampang geser b_v = 200 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ_v = 0,75

1. Perhitungan Ketahangan Geser Dari Prategang

   Titik berat tendon di tumpuan, y_{end} = 872,67 mm

   Titik berat tendon di tengah bentang, y_{mid} = 180 mm

   Panjang setengah bentang, L_{mid} = $\frac{L_b}{2}$

   = $\frac{30000}{2}$

   = 15000 mm

   Panjang tendon di setengah bentang (asumsi linear) r_{tendon} = $\sqrt{(y_{end} - y_{mid})^2 + L_{mid}^2}$

   = $\sqrt{(872,67\text{-}180)^2+15000^2}$

   = 15015,98 mm

   Gaya prategang efektif, P_{eff} = 5937,20 kN

   Kontribusi gaya prategang terhadap ketahanan geser, V_p = $Peff \times \frac{(y_{end} - y_{mid})}{r_{tendon}}$

   = $5937,20 \times \frac{(872,67\text{-}180)}{15015,98}$

   = 273,88 kN

2. Gaya Dalam

   Gaya dalam dihitung sejauh dv dari sisi muka tumpuan pada kasus ini dv sebesar 1633,45 mm atau 1,63 m

   Gaya geser ultimit di muka geser kritis, V_{ucr} = 1139,37 kN

   Momen ultimit di muka geser kritis, M_{ucr} = 1963,02 kNm

   Momen ultimit di muka geser kritis tidak boleh kurang dari:

   $|M_{ucr}| > |V_{ucr} - V_p|. d_v$

   Sehingga,

   $|1963,02| > |1139,37 - 273,88|.1633,45 \times 10^{-3}$

   $1963 > 1413,75$

Dari hasil perhitungan yang diperoleh, momen ultimit di muka geser kritis sudah memenuhi persyaratan.

Gaya aksial nominal, N_u = 0 kN

3. Ketahana Geser Beton

Regangan longitudinal di baja tulangan

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_{ucr}|}{d_v} + 0{,}5.N_u + |V_{ucr} - V_p| - A_{ps}.0{,}7.f_{pu}}{E_{ps}.A_{ps}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|1963{,}02|}{1633{,}45} + 0{,}5\ .\ 0 + |1139{,}37\ -273{,}88| - 197000\ .0{,}7\ .\ 1860}{197000\ .\ 5922{,}6}$$

ε_s = -0,007

Apabila nilai $\varepsilon_s \leq 0$, maka nilai ε_s yang digunakan adalah 0. Hal ini berdasarkan syarat pada ketahan geser beton yaitu $\varepsilon_s \leq 0 = 0$. Dari nilai yang diperoleh maka selanjutnya dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Faktor β (diasumsikan meggunakan tulangan minimum), $\beta = \frac{4{,}8}{1 + 750.\varepsilon_s}$

$= \frac{4{,}8}{1+750\ .\ 0}$

$= 4{,}8$

Sudut tegangan utama, $\theta = 29 + 3500.\varepsilon_s$

$= 29+3500\ .\ 0$

$= 29$

Kuat geser beton, $V_c = 0{,}083.\beta.\sqrt{f'_{cg}MPa}.b_v.d_v$

$= \left(0{,}083.\ 4{,}8\ .\sqrt{50}.\ 200\ .\ 1633{,}45\right).10^{-3}$

$= 920{,}32$ kN

Dari hasil diatas selanjutnya dapat dilakukan cek persyaratn keperluan tulangan geser, adapaun persyaratan keperluan tulangan geser adalah sebagai berikut.

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

Sehingga,

1139,37 > 0,5. 0,75 . (920,32+273,88)

1139,37 > 447,82

Dari hasil yang diperoleh diatas, berdasarkan persyaratam diperlukan tulangan geser pada beton. Adapun perhitungan kebtuhan tulangan geser dapat dilakukan sebagai berikut.

Gaya geser yang ditahan baja tulangan

$$V_{s_req} = \frac{V_{ucr}}{\phi_v} - V_c - V_p$$

$$V_{s_req} = \frac{1139,97}{0,75} \text{-} 920,32 \text{-} 273,88$$

V_{s_req} = 324,97 kN

Digunakan tulangan geser, D_v = 13 mm

Jumlah kaki, n_v = 2

Luas tulangan, $A_v = \frac{1}{4}.\pi.D_V{}^2.n_V$

$= \frac{1}{4}.\pi.13^2.2$

$= 265,46 \text{ mm}^2$

Kuat leleh tulangan f_{yv} = 420 MPa

Jarak antar tulangan geser, S_v = 200 mm

Kuat geser nominal $V_s = \frac{A_V.f_{yv}.d_v.\cot(\theta)}{S_V}$

$= \frac{265,46 \text{ . } 420 \text{ . } 13.\text{Cot}(29)}{200}$

= 1026452,11 N

= 1026,45 kN

Kekuatan geser nominal $V_{n1} = V_c + V_s + V_p$

= 920,32+1026,45 +273,88

= 2220,65 kN

$V_{n2} = 0,25.f'_{cg}.b_v.d_v + V_p$

$= 0{,}25 \cdot 50 \cdot 200 \cdot (1633{,}45.10^{-3}) + 273{,}88$

$= 4357{,}50$ kN

$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$

$= 2220{,}65$ kN

Dari hasil diatas selanjutnya dapat dilakukan cek syarat kapasiatas geser, adapun syarat kapasitas geser adalah sebagai berikut.

$\phi_v . V_n \geq V_{ucr}$

Sehingga,

$0{,}75 \cdot 2220{,}65 \geq 1139{,}37$

$1665{,}49 \geq 1139{,}37$

Dari hasil perhitungan diatas, nilai yang diperoleh sudah memenuhi syarat kapasitas geser yaitu $\phi_v . V_n \geq V_{ucr}$. Dapat disimpulkan kapasitas geser nominal masih sanggup menahan gaya geser yang terjadi pada gelagar. Jadi, sehingga tulangan geser yang digunakan dari perhitungan diatas adalah D13-200 mm.

Selanjutnya, melakukan pemeriksaan spasi tulangan geser yang digunakan terhadap spasi maksimum. Adapun perhitungan pemeriksaan spasi tulangan maksimum dapat dilihat sebagai berikut.

$$V_u = \frac{|V_{ucr} - \phi_v . V_p|}{\phi_v . b_v . d_v}$$

$$V_u = \frac{|1139{,}37 - 0{,}75 \cdot 273{,}88|}{0{,}75 \cdot 200 \cdot (1633{,}45.10^{-3})}$$

$V_u = 3{,}81$ MPa

Dari hasil perhitungan diatas dapat dilakukan cek syarat kapasitas tegangan geser di beton. Adapun syarat kapasitas tegangan geser di beton adalah sebagai berikut.

$V_u < 0{,}125 \times f'_{cg}$

$3{,}81 < 0{,}125 \times 50$

$3{,}81 < 6{,}25$

Pada perhitungan diatas didapatkan hasil memenuhi persyaratan kapasitas tegangan geser di beton. Karena, $V_u<0.125.f'_{cg}$ makamaka syarat spasi maksimum adalah sebagai berikut.

$S_{max} = 0{,}8.\, d_V < 600\text{mm}$

S_{max} = 0,8 . 1633,45 < 600mm

S_{max} = 1306,76 < 600mm

Karena hasil yang didapatkan pada perhitungan adalah sebesar 1306,76 mm sedangkan syarat maksimum tidak boleh lebih dari 600 mm, maka syarat spasi maksimum yang digunakan adalah 600 mm. Dapat disimpulkan bahwa tulangan geser yang digunakan 2D13-200mm sudah memenuhi persyaratan spasi maksimum yang diizinkan.

4. Desain Tulangan *Shear Connector*

Desain konektor geser mengikuti (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021). Adapun perhitungan untuk tulangan konektor geser dijelaskan sebagai berikut.

Lebar sayap atas gelagar, b_{ui} = 640 mm

Jarak tulangan shear connector, S_v = 200 mm

Jarak antar titik pusat tendon ke titik tengah tinggi pelat dek, d_{vi} = $h_g - y_{mid} + \frac{1}{2}t_s$

= 1700-180+$\frac{1}{2}$250

= 1645 mm

Gaya geser kombinasi Kuat I, V_{ucr} = 1139,37 kN

Tegangan geser bidang antar muka v_{ui} = $\frac{V_{ucr}}{b_{ui}.\, d_{vi}}$

= $\frac{1139{,}37\times10^3}{640\ .\ 1645}$

= 1,08 MPa

Gaya geser bidang antar muka, V_{ui} = $v_{ui}.\, b_{ui}.\, S_v$

= $1{,}08\ .\ 640\ .\ 200\ .10^{-3}$

= 138,53 kN

Faktor kohesi,	c_i	=	1,9 MPa
Fraksi dari kuat beton menahan geser bidang antar muka,	K_1	=	0,3
Batas ketahan geser bidang antar muka,	K_2	=	12,4 MPa
Faktor friksi,	μ,	=	1
Gaya tekan permanen tegak lurus terhadap bidang geser,	P_c	=	0
Kuat leleh tulangan,	f_y	=	420
Jumlah tulangan per spasi tulangan geser	n_{vi}	=	2
Diameter tulangan digunakan,	D_{vi}	=	13 mm
Luas tulangan,	A_{vf}	=	$\frac{1}{4}.\pi.D_i^2.n_{vi}$
		=	$\frac{1}{4}.\pi.13^2.2$
		=	265,46 mm^2
Luas bidang geser antar muka,	A_{cv}	=	$S_v.b_{ui}$
		=	$200\ .\ 640$
		=	128000 mm^2

Dari data perhitungan diatas, ketahan geser antar muka dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\phi V_{ni} = \phi_v.\left[c_i.A_{cv} + \mu.\left(A_{vf}.f_y + P_c\right)\right]$$

Dimana,

ϕV_{ni} =0,75 . [1,9 . 128000+1 .(265,46 . 420+0)]

ϕV_{ni} =266021,34 N

ϕV_{ni} =266,02 kN

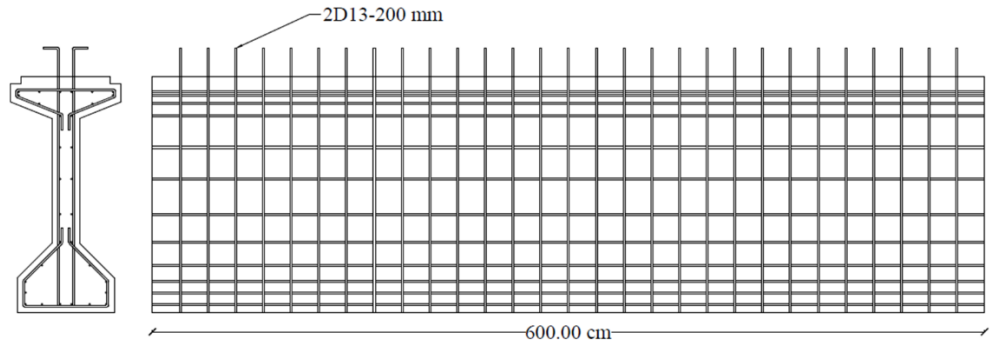
Dari perhitungan di atas, maka selanjutnya adalah melakukan pemeriksaan terhadap syarat kapasitas geser, adapun syarat kapasitas geser adalah.

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

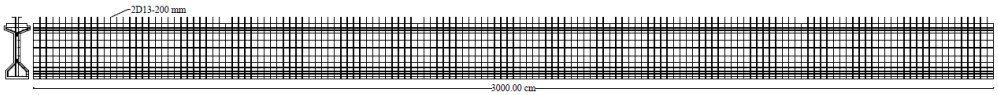
Sehingga,

$138{,}53 \leq 266{,}02$

Pada perhitungan di atas didapatkan hasil memenuhi persyaratan kapasitas geser, sehingga dapat disimpulkan bahwa tulangan shear connector yang digunakan adalah 2D13-200 mm. Berikut merupakan desain gambar yang diperoleh dari perhitungan di atas.



Gambar 5.48 Detail Penulangan PCI-Girder H-170 Perbagian mid



Gambar 5.49 Detail Penulangan PCI-Girder H-170 30 m

5.3.11 Desain Tulangan *Shear Connector*

Defleksi pada balok prategang yang dapat diprediksi (Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat, 2021) mencakup defleksi akibat gaya prategang dan beban hidup, namun tidak termasuk defleksi jangka panjang. Berikut ini adalah uraian mengenai perhitungan defleksi balok prategang. Adapun data-data yang digunakan dalam desain tulangan *shear connector* adalah sebagai berikut.

Gaya prategang saat transfer,	$P_{transfer}$	=	7376,36 kN
Eksentrisitas tendon di tengah bentang,	e_{mid}	=	640,54 mm
Eksentrisitas tendon di tumpuan,	e_{end}	=	-52,13 mm
Modulus elastis gelagar saat transfer,	E_{cig}	=	29725,41 MPa
Momen inersia gelagar nonkomposit,	I_g	=	231157616606 mm^4
Momen inersia gelagar komposit	I_{cg}	=	479772134299 mm^4
Panjang jembatan	L_b	=	30000 mm

1. Defleksi Akibat Prategang Pada Saat Transfer

   Deformasi akibat prategang dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut.

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

Dimana,

$$\Delta_p = \frac{7376{,}36\ .\ 10^3}{29725{,}41\ .\ 231157616606}.\left[\frac{640{,}54\ .30000^2}{8} - \frac{(-52{,}13-(-52{,}13)\ ).\left(\frac{30000^2}{2}\right)}{6}\right]$$

Δ_p =133,13 mm (Ke arah atas)

2. Defleksi akibat berat sendiri gelagar

Beban akibat gelagar W_g = 16,59 kN/m

Deformasi akibat beban gelagar dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Delta_g = \frac{5.W_g.L_b{}^4}{384.E_{cig}.I_g}$$

Dimana,

$$\Delta_g = \frac{5\ .\ 16{,}59\ .30000^4}{384\ .\ 29725{,}41\ .\ 231157616606}$$

Δ_g = 25,46 mm (ke awah bawah)

3. Defleksi Akibat Berat Pelat, RC Plate, Dan Diafragma

Beban mati penampang nonkomposit $W_{Dnc} = W_{rcp} + W_s + W_{dp}$

= 1,51+11,56+2,02

= 15,09 kN/m

Deformasi saat konstruksi dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Delta_{Dnc} = \frac{5.W_{Dnc}.L_b{}^4}{384.E_{cig}.I_g}$$

Dimana,

$$\Delta_{Dnc} = \frac{5\ .\ 15{,}09\ .30000^4}{384\ .\ 29725{,}41\ .\ 231157616606}$$

Δ_{Dnc} =23,17 mm (ke arah bawah)

4. Defleksi Akibat Beban Mati Tambahan

Camber setelah transfer, $\Delta_{aftr_transfer} = \Delta_p - \Delta_g$

$= 133,13 - 25,46$

$= 107,67$ mm

(Ke arah atas)

Faktor pengaruh waktu pada camber saat konstruksi, $F_c = 1,8$

Faktor pengaruh waktu defleksi saat konstruksi, $F_d = 1,85$

Sehingga total defleksi saat konstruksi dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Delta_{constr} = \Delta_p . F_c - \Delta_g . F_d$$

Dimana,

$\Delta_{constr} = 133,13 . 1,8 - 25,46 . 1,85$

$\Delta_{constr} = 192,53$ mm (ke awah atas)

5. Defleksi Akibat Beban Hidup Kendaraan

Beban hidup BTR, $W_{BTR} = 16,65$ kN/m

Beban hidup BGT, $W_{BGT} = 126,91$ kN

Deformasi akibat beban BTR penampang komposit,

$$\Delta_{BTR} = \frac{5 . W_{BTR} . L_b^4}{384 . E_{cig} . I_{cg}}$$

Diamana,

$$\Delta_{BTR} = \frac{5 . 16,65 . 30000^4}{384 . 29725,41 . 479772134299}$$

$\Delta_{BTR} = 12,3$ mm

Deformasi akibat beban BGT penampang komposit,

$$\Delta_{BGT} = \frac{W_{BGT} . L_b^3}{48 . E_{cig} . I_{cg}}$$

Dimana,

$$\Delta_{BGT} = \frac{5 . 126,91 . 30000^4}{48 . 29725,41 . 479772134299}$$

$\Delta_{BGT} = 4,65$ mm

Sehingga, total deformasi akibat defleksi beban lalu lintas adalah

$\Delta_{LL} = \Delta_{BTR} + \Delta_{BGT}$

Dimana,

Δ_{LL} = 12,3 +4,65

Δ_{LL} = 17,32 mm

Adapun persyaratan batas defleksi akibat beban lalu lintas, syarat batas defleksi akibat beban lalu lintas adalah.

$\Delta_{LL} \leq \Delta_{LL_allow}$

Dimana,

$\Delta_{LL_allow} = \frac{17,32}{800}$

Δ_{LL_allow}= 37,50 mm

Dari perhitungan diatas maka,

17,32 ≤ 37,50

Sehingga dari hasil diatas syarat batas defleksi akibat beban lalu lintas sudah memenuhi persyaratan yang ditetapkan.

5.3.12 Desain Tulangan *Bursting*

Perencanaan tulangan *bursting* didasarkan pada(Badan Standardisasi Nasional, 2004). Berikut ini adalah uraian mengenai perhitungan desain tulangan *bursting* untuk balok prategang.

1. Penentuan Gaya Prategang Akibat Jacking Pada Masing - Masing Tendon

Luas satu strands, $A_{Strands}$ = 98,71 mm^2

Jumlah strands keseleuruhan, n_s = 60

Tegangan baja prategang saat *jacking*, f_{pbt} = 1395 MPa

Adapun persamaan gaya prategang akibat jacking pada masing - masing tendon adalah sebagai berikut.

$P_j = A_{strand} . n_i . f_{pbt}$

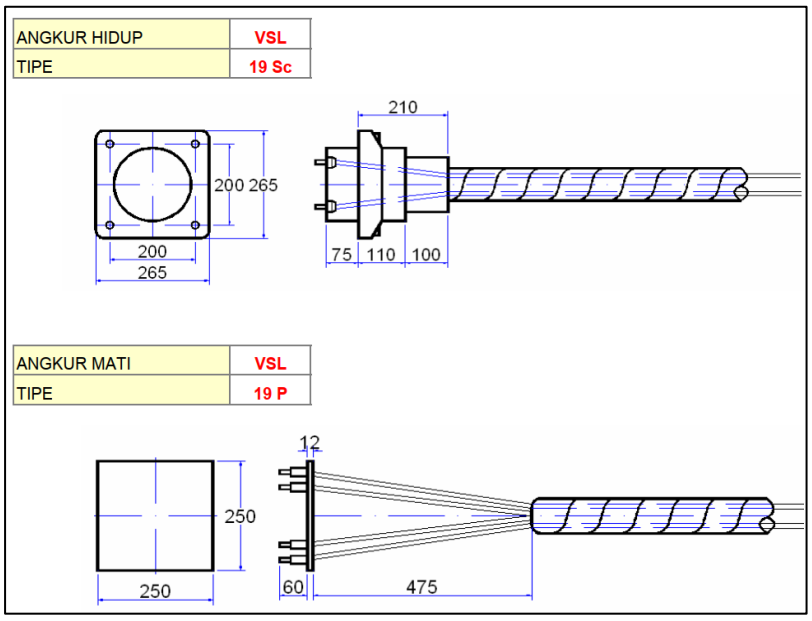
Dengan demikian, hasil perhitungan gaya prategang saat jacking pada setiap tendon dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.49 Hasil Perhitungan Prategang *Jacking* Pada Tiap Tendon

No. Tendon	n_i Strands	$A_{strands}$ (mm^2)	f_{pbt} (Mpa)	P_j (kN)	*Sudut Angkur (°)*
1	12	98.71	1395	1652405.4	8.87
2	16	98.71	1395	2203207.2	7.37
3	16	98.71	1395	2203207.2	3.97
4	16	98.71	1395	2203207.2	1.76

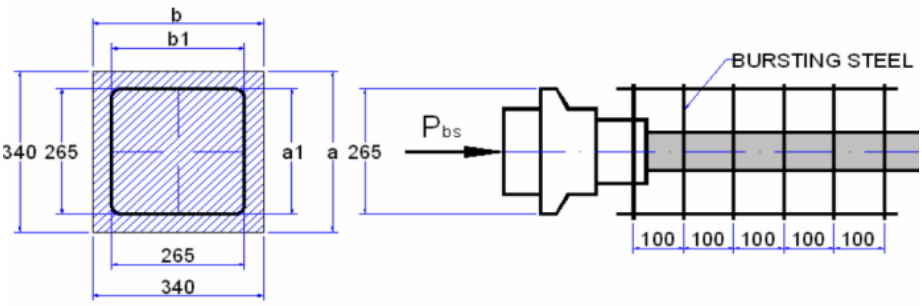
2. Perhitungan Sengkang Untuk *Bursting Force*

Angkur yang digunakan pada perencanaan ini adalah tipe VSL. Detail dimensi angkur tersebut dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.50 Dimensi Dan Tipe Angkur

Desain sengkang dihitung dengan mempertimbangkan dimensi pelat angkur yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.51 Dimensi Pelat Angkur

Perhitungan sengkang untuk mengatasi *bursting* force dijelaskan secara rinci sebagai berikut.

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah vertikal, $r_a = \frac{a_1}{a}$

Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah horizontal, $r_b = \frac{b_1}{b}$

Bursting force untuk sengkang arah vertikal, $P_{bta} = 0{,}3.(1 - r_a).P_j$

Bursting force untuk sengkang arah horizontal, $P_{btb} = 0{,}3.(1 - r_b).P_j$

Luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan, $A_{ra} = \frac{P_{bta}}{0{,}85.f_s}$

Luas tulangan sengkang arah horizontal yang diperlukan, $A_{rb} = \frac{P_{btb}}{0{,}85.f_s}$

Tegangan leleh baja sengkang, $f_y = 420000$ kPa

Tegangan ijin baja sengkang, $f_s = 0{,}578.f_y$

$= 0{,}578 \cdot 420000$

$= 242760$ kPa

Digunakan Sengkang tertutup 2D13 mm

Luas penampang sengkang $A_s = \frac{2.\pi}{4.D^2}$

$= \frac{2.\pi}{4.(13 .10^6)^2}$

$= 0.000265\ m^2$

Jumlah sengkang arah vertikal yang diperlukan, $n_a = \frac{A_{ra}}{A_s}$

Jumlah sengkang arah horizontal yang diperlukan, $n_b = \frac{A_{rb}}{A_s}$

Berdasarkan persamaan-persamaan di atas, diperoleh rekapitulasi perhitungan yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.50 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Vertikal

No. Tendon	P_j (kN)	a_1 (mm)	a (mm)	r_a	P_{bta} (kPa)	A_{ra} (m^2)	Jumlah Sengkang
1	1652405.40	265	340	0.78	*109.35*	0.0005	2.00
2	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66
3	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66
4	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66

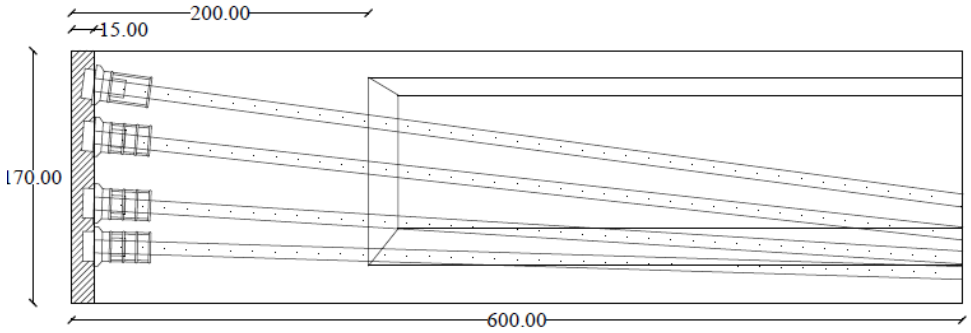
Tabel 5.51 Rekapitulasi Perhitungan Kebutuhan Sengkang Arah Horizontal

No. Tendon	P_j (kN)	a_1 (mm)	a (mm)	r_a	P_{bta} (kPa)	A_{ra} (m^2)	Jumlah Sengkang
1	1652405.40	265	340	0.78	*109.35*	0.0005	2.00
2	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66
3	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66
4	2203207.20	265	340	0.78	*145.80*	0.0007	2.66

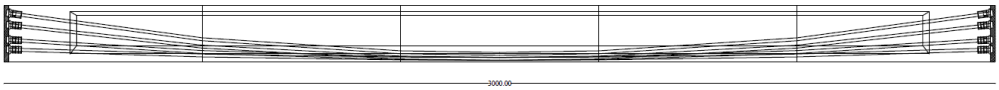
Tabel 5.52 Kesimpulan Sengkang Untuk *Bursting Force*

No. Tendon	Angkur Hidup VSL		Angkur Mati VSL		Jumlah Sengkang
	Sc (ton)	Dim (mm)	Sc (ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	265	2
2	19	265	19	265	4
3	19	265	19	265	4
4	19	265	19	265	4

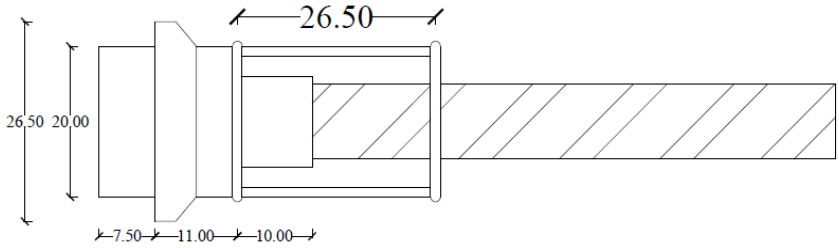
Dengan demikian, penulangan sengkang yang dirancang untuk menangani *bursting* force dapat dilihat secara rinci pada gambar berikut. Gambar tersebut memberikan ilustrasi yang jelas mengenai penempatan dan dimensi penulangan sengkang, sehingga memudahkan pemahaman tentang cara mengatasi gaya *bursting* yang terjadi.



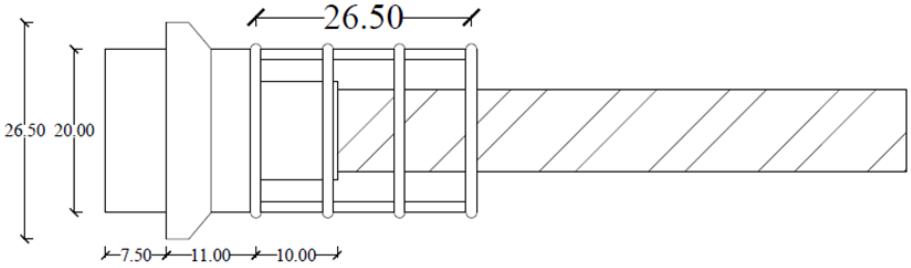
Gambar 5.52 Detail Angkur Pada Tumpuan



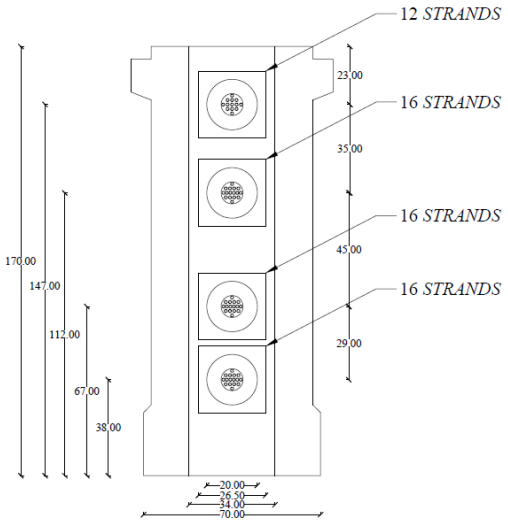
Gambar 5.53 Detail Angkur Dan Trace T



Gambar 5.54 Detail Sengkang Untuk *Bursting* Force Tendon 1



Gambar 5.55 Detail Sengkang Untuk *Bursting* Force Tendon 2-4



Gambar 5.56 Detail Angkur VSL Pada Tumpuan

5.4 Perencanaan *Abutment* Jembatan

Pada sub bab ini, membahas tentang perencanaan *abutment* jembatan, dengan fokus pada analisis pembebanan serta pertimbangan kondisi tanah di lokasi konstruksi. Data tanah diperoleh pada perencanaan di dapatkan dari dua titik pengujian pada masing-masing titik rencana *abutement*, namun karena keterbatasan data CPT, interpolasi digunakan untuk melengkapi informasi yang diperlukan. Analisis ini mencakup beban mati, beban lalu lintas, dan tekanan tanah yang terjadi pada *abutment jembatan*. Dengan pendekatan ini, perencanaan *abutment* dilakukan secara menyeluruh untuk menjamin stabilitas dan keamanan jembatan, meskipun data lapangan terbatas.

Perhitungan perencanaan *abutment* hanya dilakukan di satu sisi dan akan di duplikasikan pada masing-masing tumpuan, hal ini dikarenakan jembatan memiliki bentang yang sama di masing-masing tumpuanya dan akan di topang dengan pilar yang sama di tengah total bentang jembatan.

5.4.1 Data Perencanaan Struktur *Abutment*

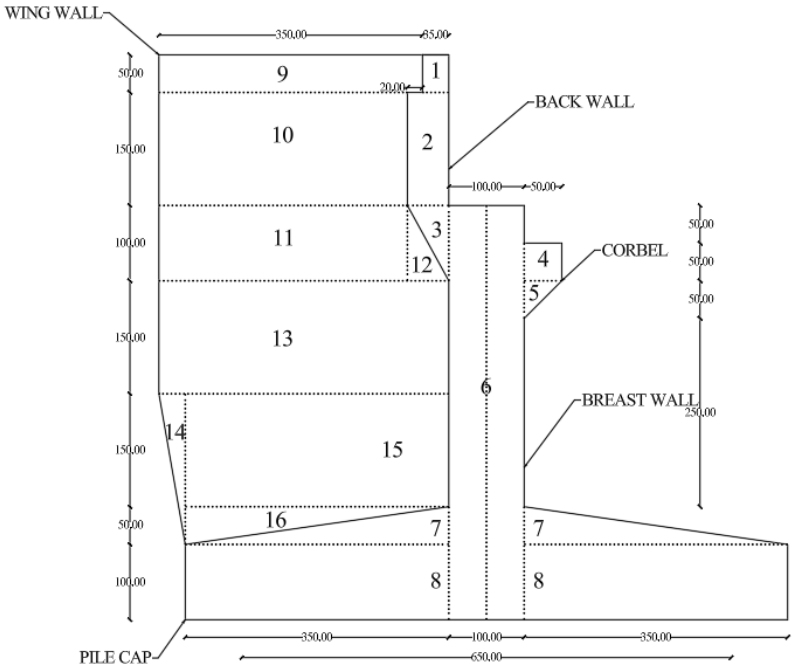
Berikut merupakan data-data yang diperlukan dalam merencanakan struktur *abutment* pada jembatan.

1. Data Struktur Atas Jembatan

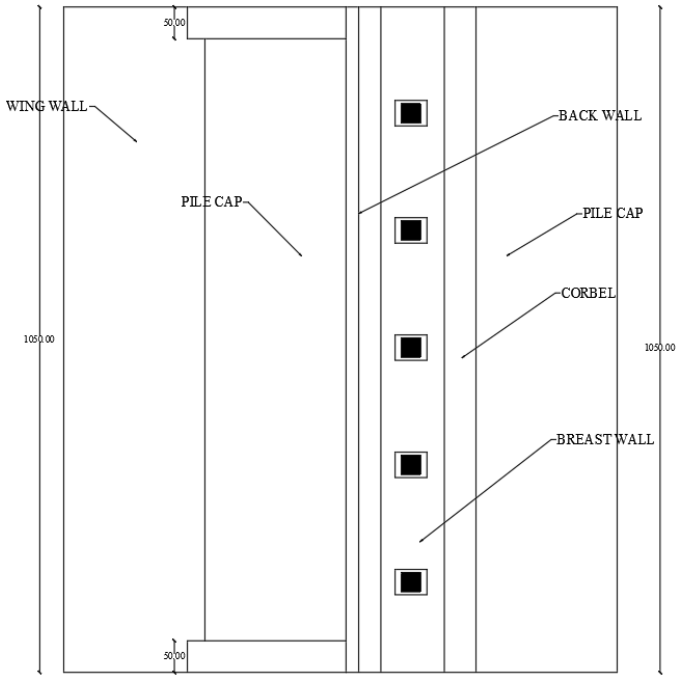
Panjang bentang sisi jembatan,	L_b	=	30 m
Lebar jembatan	b	=	10 m
Tinggi jembatan	h	=	9,3 m
Lebar jalur kendaraan	b_1	=	7 m
Lebar trotoar	b_{tr}	=	1,5 m
Tebal trotoar	h_{tr}	=	0,3 m
Tebal pelat jembatan	t_s	=	0,25 m
Tebal aspal	t_a	=	0,05 m
Tebal genangan air hujan	t_h	=	0,05 m
Tinggi gelagar	h_g	=	1,7 m
Jarak antar gelagar	s_g	=	1,85 m
Tinggi bidang samping jembatan	h_a	=	3,15 m

2. Dimensi *Abutment* Jembatan

Adapun dimensi *abutment* yang direncanakan di kedua sisi adalah sebagai berikut.



Gambar 5.57 Dimensi *Abutment* Jembatan Tampak Samping



Gambar 5.58 Dimensi *abutment* Jembatan Tampak Atas

Tabel 5.53 Dimensi *Abutment* Jembatan

Bagian	b_x	b_y	h
	Cm	cm	cm
1	35	1050	50
2	55	1050	150
3	55	1050	100
4	50	1050	50
5	50	1050	50
6	100	1050	550
7	375	1050	50
8	375	1050	100
9	350	50	50
10	330	50	150
11	330	50	100
12	55	50	100
13	405	50	150
14	35	50	150
15	150	50	150
16	150	50	50

3. Data Material *Abutment* Jembatan

a. Data material *abutment* dan *Wing Wall*

Berat volume beton, γ_c = 24 kN/m^3

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu baja, f'_y = 420 MPa

b. Data tanah kedalaman *pile cap*

Data yang diperoleh pada tugas akhir hanya berupa data tanah berupa tes CPT, sehingga untuk data N-SPT dan data material tanah didapatkan dengan menggunakan metode interpolasi dari data CPT ke data material tanah, Adapun hasil interpolasi untuk material tanah untuk kedalaman pondasi adalah sebagai berikut.

Berat volume tanah, γ_s = 19,23 kN/m^3

Sudut gesek dalam, ϕ = 30 °

Kohesi tanah, c = 420 kN/m^2

c. Data tanah timbunan *wing wall*

Untuk data timbunan tanah *wing wall* diasumsikan sebagai berikut

Berat volume tanah, γ_s = 17 kN/m^3

Sudut gesek dalam, ϕ = 32 °

Kohesi tanah, c = 43,75 kN/m^2

5.4.2 Pembebanan Struktur *Abutment*

Perhitungan pembebanan pada *abutment* jembatan bertujuan untuk memahami dan mengidentifikasi berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut baik itu beban vertikal dari struktur atas, beban horizontal dari tekanan tanah, maupun beban dinamis dari lalu lintas yang melintas. Adapun perhitungan pembebanan struktur *abutment* jembatan adalah sebagai berikut.

1. Pembebanan Bawah *Pile cap*

Perhitungan pembebanan pada bawah *pile cap* bertujuan megatahui besarnya berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut. Perhitungan pembebnana bawah *pile cap* dapat dilihat sebagai beriktu ini.

a. Berat Mati Sendiri (M_S)

1) Berat mati sendiri struktur atas *abutment*

Berat struktur atas pada jembatan terdiri dari dari *slab*, *deck slab*, gelagar dan diafragma. Berikut merupakan data-data pada struktur atas jembatan

Panjang bentang jembatan, L_b = 30 m

Lebar *slab*, b_{slab} = 10 m

Tebal *slab*, t_{slab} = 0,25 m

Berat total *slab* jembatan, w_{slab} = $b_{slab} \times t_{slab} \times \gamma_c$

= 10×0,25×24

= 60 kNm

Lebar *deck slab* tengah, b_{dst} = 1,21 m

Lebar *deck slab* samping, b_{dss} = 0,98 m

Tebal *deck slab*, t_{ds} = 0,05 m

Jumlah *deck slab* tengah, n = 4

Jumlah *deck slab* samping, n = 2

Berat total *deck slab*,

$$W_{deck\ slab} = (b_{dst} \times t_{ds} \times n \times \gamma_c) + (b_{dss} \times t_{ds} \times n \times \gamma_c)$$
$$= (1{,}21 \times 0{,}05 \times 4 \times 24) + (0{,}98 \times 0{,}05 \times 2 \times 24)$$
$$= 8{,}16 \text{ kNm}$$

Sehingga, berat mati sendiri struktur atas dari perhitungan di atas dan perhitungan sebelumnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

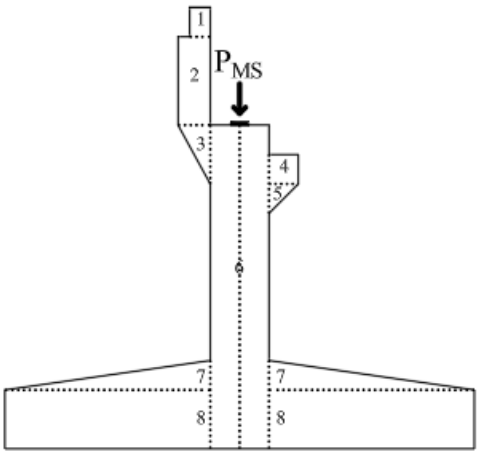
Tabel 5.54 Perhitungan Berat Mati Sendiri

No	Beban	Berat	Bentang	Jumlah	Berat
		kN/m	m		kN
1	*Slab*	60	30	-	1800
2	*Deck Slab*	8.16	30	-	244.8
3	Gelagar	15.92	30	-	477.72
4	Diafragma	1.94	-	20	38.736
				Total	2561.256

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung berat mati pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$P_{MS} = \frac{1}{2} \times W_{MS}$$
$$= \frac{1}{2} \times 2561{,}26$$
$$= 1280{,}63 \text{ kN}$$

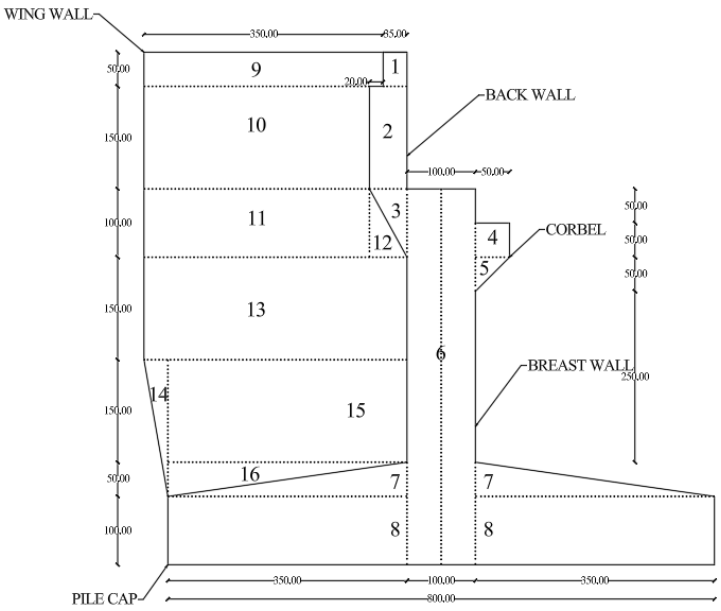
Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan berat mati sendiri struktur atas pada *abutment*.



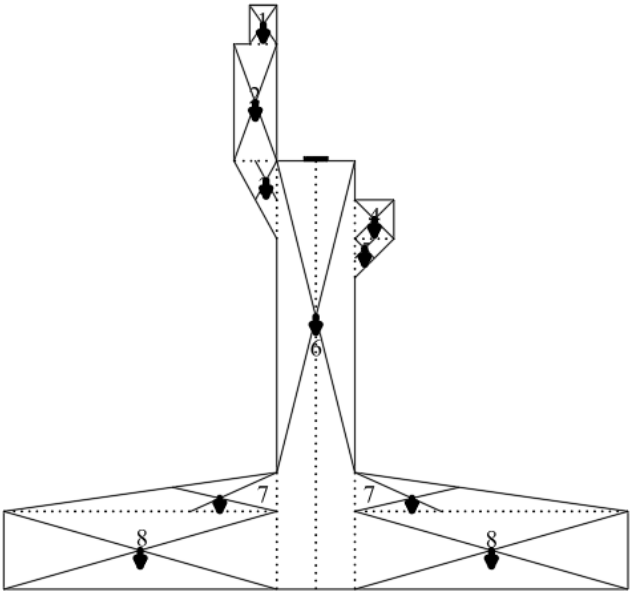
Gambar 5.59 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas

2) Berat mati sendiri struktur bawah *abutment*

Berikut merupakan gambar rencana struktur bawah *abutment*



Gambar 5.60 Dimensi Struktur *Abutment*



Gambar 5.61 Titik Berat Struktur *Abutment*

Dari gambar diatas didapatkan berat struktur bawah *abutment* dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.55 Berat Sendiri Struktur Bawah *Abutment*

Keterangan	No	b	h	L	Shape	Area	Direc	Berat Volume	Lengan	Berat	Momen
		m	m	m		m^2		kN/m^3	m	kN	kNm
Back Wall	1	0.35	0.50	10.50	1.00	1.84	-1	24	0.68	44.10	-29.77
Back Wall	2	0.55	1.50	10.50	1.00	8.66	-1	24	0.78	207.90	-161.12
Back Wall	3	0.55	1.00	10.50	0.50	2.89	-1	24	0.78	69.30	-53.71
Corebel	4	0.50	0.50	10.50	1.00	2.63	1	24	0.75	63.00	47.25
Corebel	5	0.50	0.50	10.50	0.50	1.31	1	24	0.75	31.50	23.63
Breast Wall	6	1.00	4.00	10.50	1.00	42.00	0	24	0.00	1008.00	0.00
Pile cap	7	3.75	0.50	10.50	0.50	19.69	0	24	2.38	472.50	0.00
Pile cap	8	3.75	1.00	10.50	1.00	78.75	0	24	2.38	1890.00	0.00
Wing Wall	9	3.50	0.50	0.50	1.00	1.75	-1	24	3.63	42.00	-152.25
Wing Wall	10	3.30	1.50	0.50	1.00	4.95	-1	24	3.53	118.80	-418.77
Wing Wall	11	3.30	1.00	0.50	1.00	3.30	-1	24	3.40	79.20	-269.28
Wing Wall	12	0.55	1.00	0.50	0.50	0.28	-1	24	1.93	6.60	-12.71
Wing Wall	13	4.05	1.50	0.50	1.00	6.08	-1	24	3.68	145.80	-535.82
Wing Wall	14	0.35	1.50	0.50	0.50	0.26	-1	24	0.45	6.30	-2.84
Wing Wall	15	1.50	1.50	0.50	1.00	2.25	-1	24	2.78	54.00	-149.85
Wing Wall	16	1.50	0.50	0.50	0.50	0.38	-1	24	0.93	9.00	-8.33
									Total	4248.00	-1723.55

Tanda (-) pada momen menunjukan momen yang bekerja pada *abutment* berlawanan arah jarum jam.

Sehingga, dari perhitungan di atas total berat mati sendiri struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.56 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur *Abutment*

No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kNm
1	Berat Struktur Atas	1280.63	0.00
2	Berat *Abutment*	4248.00	1723.55
	Total	5528.63	1723.55

b. Berat Mati Tambahan (M_A)

Pada sub bab sebelumnya telah dilakukan perhitungan untuk berat mati tambahan. Adapun hasil perhitungan tersebut dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.57 Berat Mati Tambahan Struktur *Abutment*

No	Beban	Berat Volume	Lebar (b)	Tinggi (t)	Bentang (L)	Jumlah	Berat
		kN/m³	m	m	m		kN
1	Lapisan Aspal	22.00	7.00	0.05	30	-	231.00
2	Air Hujan	9.80	7.00	0.05	30	-	102.90
4	Trotoar	24.00	1.50	0.30	30	2	648.00
			Area (m²)		Bentang (L)	Jumlah	Berat
3	Barrier	24.00	0.37		30	2	532.51
						Total	1514.41

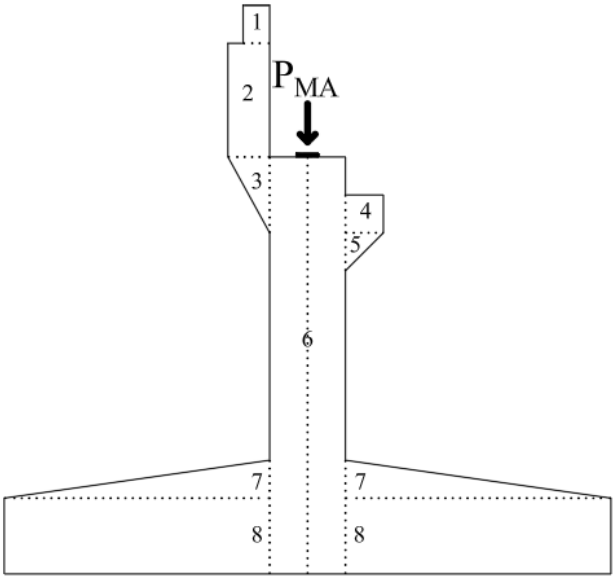
Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung berat mati tambahan pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$P_{MA} = \frac{1}{2} \times W_{MA}$$

$$= \frac{1}{2} \times 1514{,}41$$

$$= 757{,}21 \text{ kN}$$

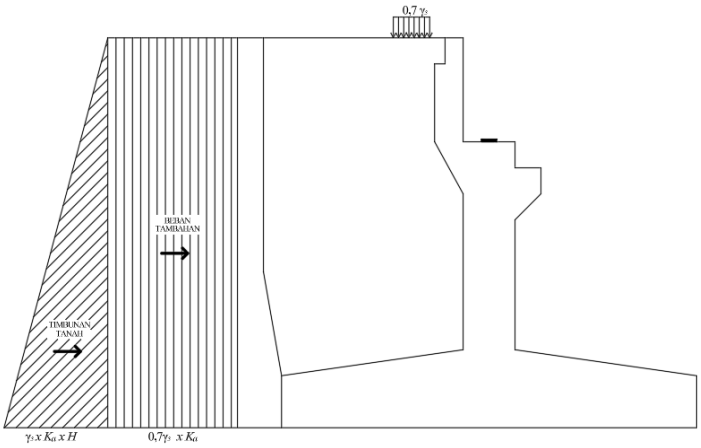
Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan berat mati tambahan pada *abutment*.



Gambar 5.62 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Abutment*

c. Tekanan Tanah Aktif (T_A)

Dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016) Pembebanan untuk jembatan dijelaskan tanah di belakang dinding penahan sering kali menerima beban tambahan jika beban lalu lintas bekerja di area yang termasuk dalam zona keruntuhan aktif teoritis. Beban tambahan ini setara dengan tekanan tanah dari lapisan setebal 0,7 meter yang merata pada tanah yang dipengaruhi oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya digunakan untuk menghitung tekanan tanah dalam arah lateral, dan faktor beban yang digunakan harus konsisten dengan yang telah ditentukan untuk perhitungan tekanan tanah lateral. Adapun diagram tekanan tanah aktif yang bekerja pada *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.63 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment*

Adapun data yang digunakan dalam perhitungan tekanan tanah aktif pada *abutment* adalah sebagai berikut.

Berat jenis tanah timbunan,	γs	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan	ϕ	=	32,5 °
Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,	β	=	0 °
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,	θ	=	90 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	26
Faktor pengurangan kekuatan	K_ϕ^R	=	0,7
Tinggi *abutment*	H	=	7,5 m
Lebar timbunan tanah	B_y	=	9,5 m

Berdasarkan data di atas, dapat dilakukan perhitungan untuk menentukan tekanan tanah aktif yang bekerja pada *abutment*. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan tekanan tanah aktif pada *abutment.*

Sudut geser efektif tanah,

$$\phi'_f = \tan^{-1}\left(K_\phi^R \times \tan\phi\right)$$
$$= \tan^{-1}(0{,}7 \times \tan 32{,}5°)$$
$$= 66{,}12\ °$$

Koefesien tanah aktif,

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

$$= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(66{,}12\,°+26\,°)+\sin(66{,}12\,°+0\,°)}{\sin(90\,°+26\,°)+\sin(90\,°+0\,°)}}\right]^2$$

$$= 4{,}02°$$

Sehingga,

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

$$= \frac{\sin^2(90\,°+66{,}12\,°)}{\Gamma[\sin^2 90\,°\sin((90\,°-26\,°))]}$$

$$= 0{,}05$$

Dari gambar di atas, maka perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan,

$$TA_1 = 0{,}7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y \times H$$

$$= 0{,}7 \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 7{,}5$$

$$= 38{,}49 \text{ kN}$$

Gaya tekanan tanah aktif timbunan tanah,

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times k_a \times B'_y \times H \times H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 7{,}5 \times 7{,}5$$

$$= 206{,}17 \text{ kN}$$

Adapun momen yang bekerja pada tekanan tanah aktif *abutment* dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.58 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif Struktur *Abutment*

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan thd. O	y(m)	T_{TA} (kN)	M_{TA} (kNm)
1	TA_1	y=H/2	3.75	38.49	144.32
2	TA_2	y=H/3	2.50	206.17	515.42
			Jumlah	244.65	659.74

d. Beban Lajur D (T_D)

Pada sub bab sebelumnya, telah dilakukan perhitungan terkait beban terbagi merata dan beban garis terpusat. Berikut ini merupakan hasil perhitungan untuk beban terbagi merata dan beban garis terpusat yang telah dibahas pada sub bab sebelumnya.

1) Beban terbagi merata (BTR).

Beban BTR, $q_{BTR} = 9$ kN/m^2

Panjang bentang jembatan, $L_b = 30$ m

Lebar jalur kendaraan, $b = 7$ m

Sehingga beban terbagi merata dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$W_{BTR} = q_{BTR} \times L_b \times b$$
$$= 9 \times 30 \times 7$$
$$= 1890 \text{ kN}$$

2) Beban garis terpusat (BGT)

Beban terpusat, $BGT = 49$ kN/m

Faktor dinamis, $FBD = 0{,}4$

Lebar jalur kendaraan, $b = 7$ m

Sehingga beban garis terpusat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$P_{BGT} = (1 + FBD) \times BGT \times b$$
$$= (1 + 0{,}4) \times 49 \times 7$$
$$= 480{,}20 \text{ kN}$$

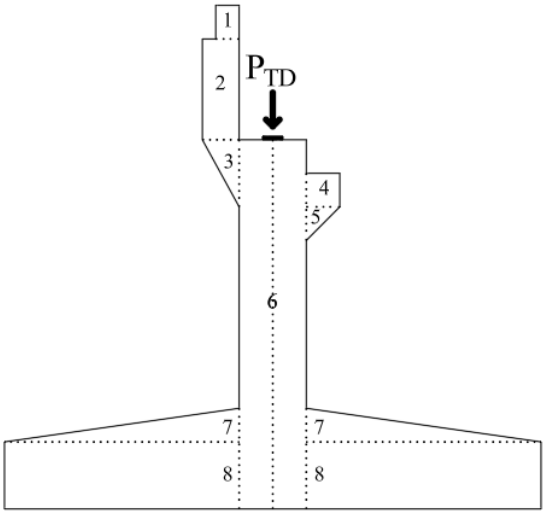
Dari perhitungan diatas maka total beban lajur D dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$W_{TD} = W_{BTR} + P_{BGT}$$
$$= 1890 + 480{,}20$$
$$= 2370{,}20 \text{ kN}$$

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung beban lajur D pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$P_{TD} \quad \frac{1}{2} \times W_{TD}$$
$$= \frac{1}{2} \times 2370{,}20$$
$$= 1185{,}10 \text{ kN}$$

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan beban lajur D pada *abutment.*



Gambar 5.64 Penyaluran Beban Lajur D Pada *Abutment*

e. Beban Pejalan Kaki (T_P)

Berikut merupakan data beban pejalan kaki yang telah di bahas pada sub bab sebelumnya.

Panjang jembatan, L_b = 30 m

Jumlah trotoar, n_{tr} = 2

Lebar trotoar b_{tr} = 1 m

Beban pejalan kaki q_{tp} = 5 kN/m^2

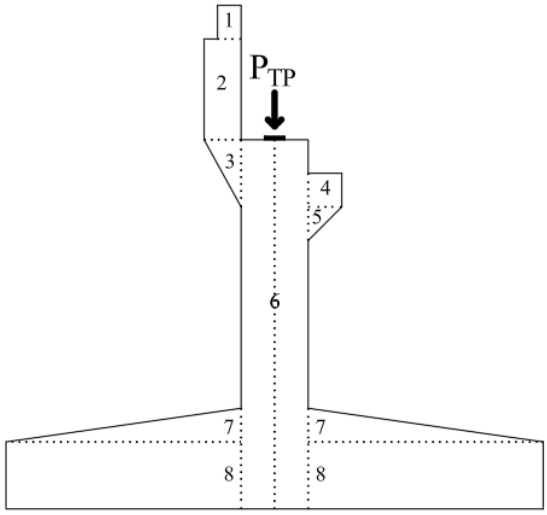
Dari data diatas, maka beban pejalan kaki dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$W_{TP} = q_{TP} \times L_b \times b_{tr} \times n_{tr}$$
$$= 5 \times 30 \times 1 \times 2$$
$$= 300 \text{ kN}$$

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung beban pejalan kaki pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$P_{TP} = \frac{1}{2} \times W_{TP}$$
$$= \frac{1}{2} \times 300$$
$$= 150 \text{ kN}$$

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan beban pejalan kaki pada *abutment*.



Gambar 5.65 Penyaluran Beban Pejalan Kaki Pada *Abutment*

f. Beban Rem (T_B)

Dalam (Badan Standarisasi Nasional, 2016), gaya rem harus ditentukan dengan mengambil nilai yang lebih besar antara 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana, ditambah dengan beban lajur terbagi rata (BTR). Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, diperoleh bahwa beban terbesar adalah 25% dari berat gandar truk desain. Oleh karena itu, beban yang digunakan dalam analisis ini adalah beban yang

dihitung berdasarkan kondisi tersebut, untuk memastikan bahwa struktur mampu menahan gaya rem yang paling kritis. Adapun data yang digunakan dalam perhitungan beban rem pada *abutment* yang telah di bahas pada sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Beban rem pada satu gelagar, q_{TB} = 22,5 kN

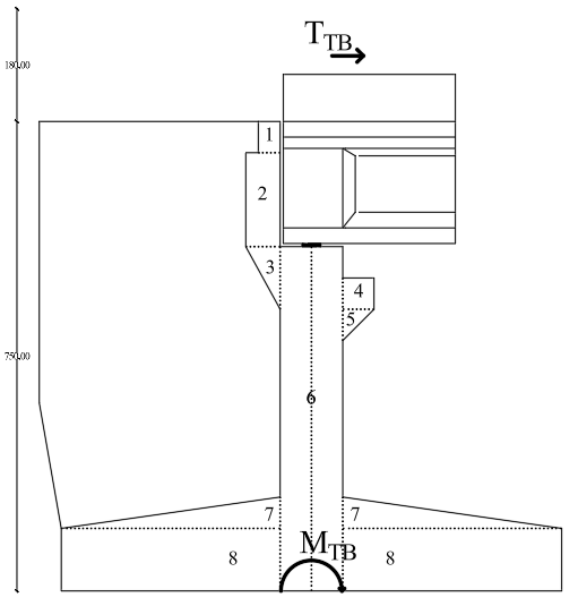
Jumlah gelagar n_g = 5

Dari data diatas, maka beban rem dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$W_{TB} = q_{TB} \times n_g$$
$$= 22{,}5 \times 5$$
$$= 112{,}5 \text{ kN}$$

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung beban rem pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$T_{TB} = \frac{1}{2} \times W_{TB}$$
$$= \frac{1}{2} \times 112{,}5$$
$$= 56{,}25 \text{ kN}$$



Gambar 5.66 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Abutment*

Karena gaya rem yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *pile cap*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban rem dapat dihitung sebagai berikut.

Lengan terhadap titik tumpuan *pile cap*,

$$L_{TB} = 1{,}8 + H_{badan_abutment} + H_{backwall}$$
$$= 1{,}8 \times 7{,}5$$
$$= 9{,}3 \text{ m}$$

Sehingga, momen yang bekerja akibat beban rem adalah sebagai berikut.

$$M_{TB} = T_{TB} \times L_{TB}$$
$$= 56{,}25 \times 9{,}3$$
$$= 523{,}13 \text{ kNm}$$

g. Beban Angin Kendaraan (E_W)

1) Beban angin struktur (E_{WS})

Pada sub bab sebelumnya telah dilakukan perhitungan untuk beban angin struktur. Adapun hasil perhitungan tersebut dapat dilihat secara lebih detail pada di bawah ini.

Gaya tekan angin vertikal, $P_{1V} = 92{,}38$ kN

Gaya tekan angin horizontal, $P_{1H} = 26{,}33$ kN

Lengan gelagar 1, $a_1 = 3{,}70$ m

Lengan gelagar 2, $a_2 = 1{,}85$ m

Dari data diatas maka gaya tekan angin gelagar 1 dan gelagar 2 dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

Gaya tekan angin gelagar 1,

$$P_1 = P_{1V} + P_{1H}$$
$$= 92{,}38 + 26{,}33$$
$$= 118{,}71 \text{ kN}$$

Gaya tekan angin gelagar 2,

$$P_2 = \frac{a_2}{a_1} \times P_1$$

$$= \frac{1,85}{3,70} \times 118,7$$

$$= 59,35\text{kN}$$

Sehingga, gaya total akibat beban angin struktur adalah sebagai berikut.

$$W_{EWS} = P_1 + P_2$$

$$= 118,71 + 59,35$$

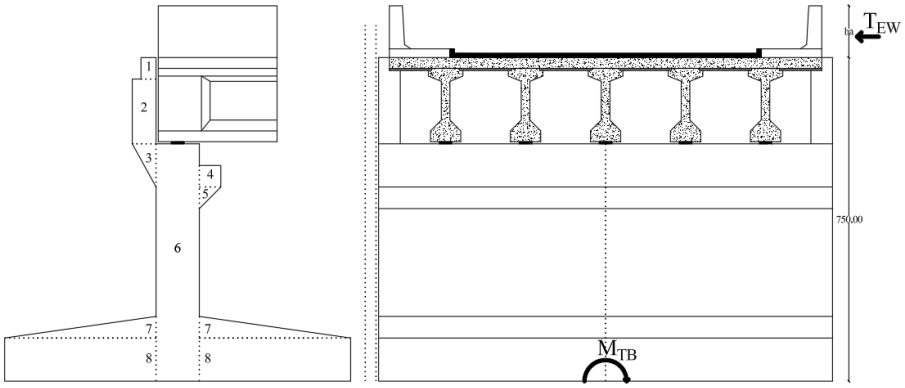
$$= 178,06 \text{ kN}$$

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung beban angin struktur pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$T_{EWS} = \frac{1}{2} \times W_{EWS}$$

$$= \frac{1}{2} \times 178,06$$

$$= 89,03 \text{ kN}$$



Gambar 5.67 Reaksi Peletakan Beban Angin Struktur Pada *Abutment*

Karena beban angin yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *pile cap*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban angin struktur dapat dihitung sebagai berikut.

Tinggi bidang samping, h_a = 3,15 m

Tinggi *abutment*, $h_{abutment}$ = 7,5 m

Lengan terhadap titik berat *abutment*,

$$L_{EWS} = \frac{1}{2} \times h_a \times h_{abutment}$$
$$= \frac{1}{2} \times 3{,}15 \times 7{,}5$$
$$= 11{,}81$$

Momen akibat beban angin struktur pada *abutment*,

$$M_{EWS} = P_{EWS} \times L_{EWS}$$
$$= 89{,}03 \times 11{,}81$$
$$= 1051{,}67 \text{ kNm}$$

2) Beban angin kendaraan (E_{WL})

Pada sub bab sebelumnya telah dilakukan perhitungan untuk beban angin kendaraan. Adapun hasil perhitungan tersebut dapat dilihat secara lebih detail pada di bawah ini.

Beban angin kendaraan, $q_{EWL} = 1{,}46$ kN/m

Panjang bentang jembatan, $L_b = 30$ m

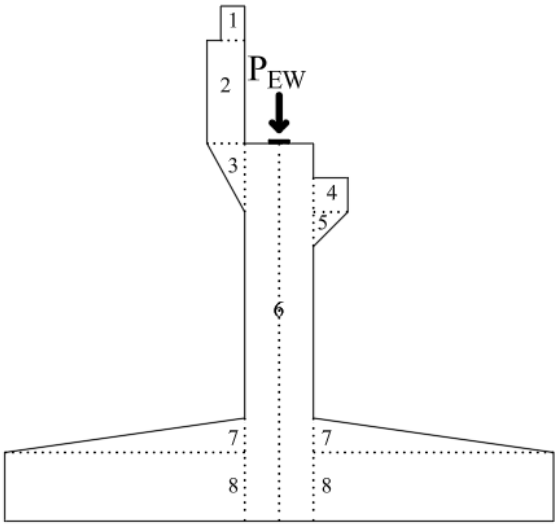
Dari data diatas, maka reaksi peletakan beban angin kendaraan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$P_{EWL} = L_b \times q_{EWL}$$
$$= 30 \times 1{,}46$$
$$= 43{,}8 \text{ kN}$$

Karena *abutment* hanya menanggung setengah dari beban gelagar yang didukungnya, maka persamaan untuk menghitung beban angin kendaraan pada *abutment* adalah sebagai berikut.

$$P_{EWL} = \frac{1}{2} \times P_{EWL}$$
$$= \frac{1}{2} \times 43{,}8$$
$$= 21{,}9 \text{ kN}$$

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan beban angin kendaraan pada *abutment*.



Gambar 5.68 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pada *Abutment*

h. Gempa Vertikal (EQ_V)

Dalam (Badan Standardisasi Nasional, 2016), di jelaskan untuk jembatan yang berada di zona gempa 2, 3, dan 4, perangkat penahan harus disediakan di lokasi perletakan dan sendi pada struktur menerus. Hal ini berlaku ketika gaya gempa vertikal akibat gaya gempa longitudinal melebihi 50% tetapi kurang dari 100% dari reaksi vertikal yang disebabkan oleh beban permanen. Untuk kondisi ini, gaya angkat efektif yang digunakan dalam perencanaan perangkat penahan diambil sebesar 10% dari reaksi akibat beban permanen jika jembatan memiliki bentang sederhana. Adapun data reaksi peletakan akibat berat sendiri struktur atas dan akibat berat mati tambahan struktur *abutment* adalah sebagai berikut.

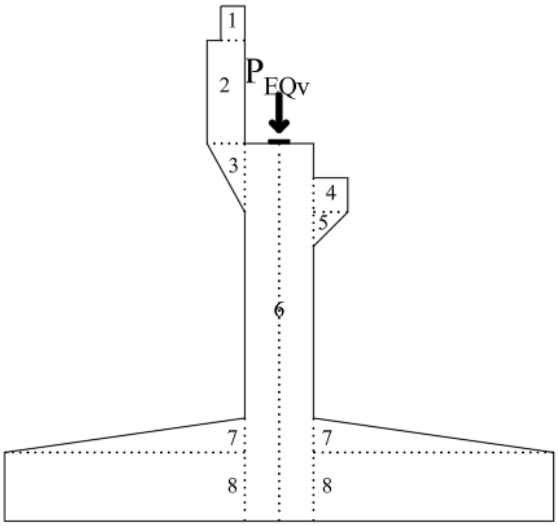
Reaksi peletakan berat sendiri, P_{MS} = 5528,63 kN

Reaksi peletakan berat mati tambahan, P_{MA} = 757,21 kN

Dari data diatas, maka reaksi peletakan gempa vertikal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$P_{EQV} = 10\% \times (P_{MS} + P_{MA})$$
$$= 10\% \times (5528{,}63 + 757{,}21)$$
$$= 628{,}58 \text{ kN}$$

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *pile cap*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar peletakan gempa vertikal pada *abutment*.



Gambar 5. 69 Penyaluran Beban Gempa Vertikal Pada *Abutment*

i. Gempa Lateral (EQ_L)

Pada (Badan Standardisasi Nasional, 2016)6.3 Tabel 8, dijelaskan bahwa untuk jembatan majemuk dan jenis jembatan lainnya yang beraturan di zona gempa 2-4, analisis minimal terhadap pengaruh gempa harus dilakukan menggunakan metode *spektra moda* tunggal (*Single Mode Elastic*) atau Metode beban elastis (*Uniform Load*). Dalam perencanaan ini, metode yang digunakan adalah *spektra moda* tunggal, dan berikut adalah analisis yang didasarkan pada metode tersebut.

1) Analisis kelas situs

Pada perencanaan jembatan data yang diperoleh merupakan data sondir, dimana nilai data sondir dalam satuan kg/cm2 akan di ubah menjadi nilai N SPT sesuai dengan tabel *mayerhoff* dengan cara di interpolasi. Berikut merupakan hasil interpolasi nilai N SPT yang diperoleh dari data sondir pada sub bab sebelumnya.

$$\overline{N}=\frac{\Sigma ti}{\Sigma(ti/n)}$$

$$\overline{N}=\frac{846{,}20}{20}$$

$\bar{N}$=42,31

Berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2016), nilai rata-rata N sebesar 42,31 mengindikasikan bahwa tanah tersebut dikategorikan sebagai Kelas Situs Tanah Sedang (SD).

2) Nilai PGA, SS, dan S1 berdasarkan peta gempa

Penentuan PGA, SS, dan S1 pada perencanaan ini dilakukan dengan bantaun program Desain Spektra Indonesia yang dikembangkan oleh PUPR, adapun penentuan dilakukan dengan memasukkan titik koordinat lokasi rencana jembatan. Adapun nilai yang diperoleh dari program tersebut adalah sebagai berikut.

PGA = 0,4728 g

S_s = 1,0684 g

S_1 = 0,5011 g

3) Faktor situs FPGA, F_a dan F_v

Didapatkan faktor FPGA, F_a dan F_v berdasarkan interpolasi Tabel 3.. dan Tabel 3.. untuk kelas situs tanah sedang (SD) adalah sebagai berikut.

FPGA = 0,72

F_a = 0,72

F_v = 1,20

4) Grafik respon spektra

Nilai pada grafik respons spektra dihitung berdasarkan Gambar 3..., yang menampilkan bentuk tipikal respons spektra pada permukaan tanah.

$$A_S = F_{PGA} \times PGA$$
$$= 0{,}72 \times 0{,}4728$$
$$= 0{,}34$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$
$$= 0{,}72 \times 1{,}0684$$
$$= 0{,}77$$

$$S_{D1} = F_V \times S_1$$
$$= 1{,}20 \times 0{,}5011$$

$$= 0{,}60$$

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

$$= \frac{0{,}60}{0{,}77}$$

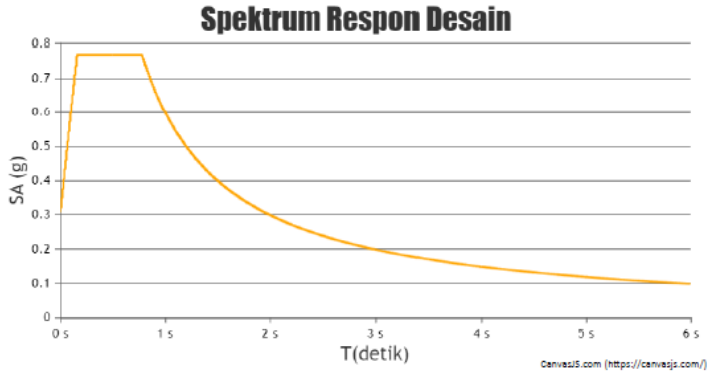
$$= 0{,}78$$

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

$$= 0{,}2 \times 0{,}78$$

$$= 0{,}16$$

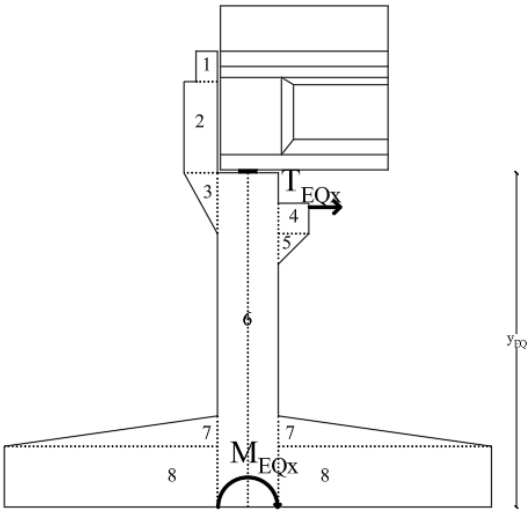
Adapun grafik respon spectra desain yang diperoleh dari nilai-nilai diatas dengan bantuan program Desain Spektra Indonesia yang dikembangkan oleh PUPR adalah sebagai berikut.



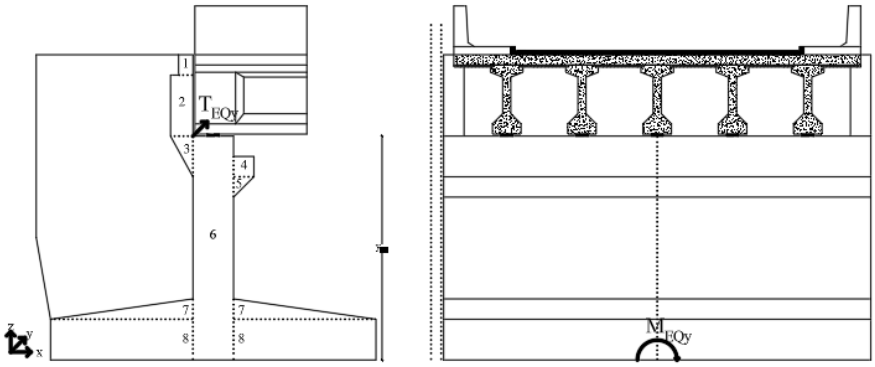
Gambar 5.70 Grafik Respon Spektra

5) Beban gempa horizontal arah x dan arah y (EQ_x & EQ_y)

Beban gempa lateral pada arah x (EQx) merupakan beban seismik yang bekerja secara longitudinal terhadap jembatan, sedangkan Beban gempa lateral pada arah y (EQy) adalah beban seismik yang beroperasi tegak lurus terhadap sumbu panjang jembatan. Perhitungan nilai EQy dan nilai EQy dilakukan sebagai berikut.



Gambar 571 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Abutment*



Gambar 5.72 Penyaluran Beban Gempa Arah Y *Abutment*

Adapun data yang digunakan dalam perhitungan beban gempa horizontal arah x dan beban gempa horizontal arah y berdasarkan perhitungan pada sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Berat struktur, $W_t = P_{Ms} + P_{MA}$
$= 5528{,}63 + 757{,}21$
$= 6285{,}83$ kN

Tinggi *abutment* terhadap titik berat beban, $L = 5{,}5$ m

Lebar *abutment* arah y, $B_y = 10{,}5$ m

Lebar *breast wall* arah x, $b_2 = 1$ m

Mutu beton, $f'_c = 30$ MPa

Modulus elastistas, E_c = 25742.96 MPa

Sehingga, dari data di atas dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Momen inersia struktur arah x,

$$I = \frac{1}{12} \times B_y \times {b_2}^3$$
$$= \frac{1}{12} \times 10{,}5 \times 1^3$$
$$= 0{,}88\ m^2$$

Kekakuan struktur arah x,

$$K_x = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 0{,}88}{5{,}5}$$
$$= 12286{,}41\ kN/m$$

Momen inersia struktur arah y,

$$I = \frac{1}{12} \times {B_y}^3 \times b_2$$
$$= \frac{1}{12} \times 10{,}5^3 \times 1$$
$$= 96{,}47\ m^2$$

Kekakuan struktur arah y,

$$K_y = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 94{,}47}{5{,}5}$$
$$= 1354577{,}01\ kN/m$$

Periode getaran struktur arah x,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_x}}$$
$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6285{,}83}{9{,}81 \times 12286{,}41}}$$
$$= 1{,}4\ detik$$

Periode getaran struktur arah y,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_y}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6285,83}{9,81 \times 1354577,01}}$$

$$= 0,14 \text{ detik}$$

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah x,

$T = 0,14$ detik

$T_0 = 0,16$ detik

$T_s = 0,78$ detik

Karena, nilai $T > T_s$ maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$= \frac{0,60}{1,43}$$

$$= 0,42$$

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah y,

$T = 0,14$ detik

$T_0 = 0,16$ detik

$T_s = 0,78$ detik

Karena, nilai $T_0 > T$ maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

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

$$= (0,77 - 0,34) \times \frac{0,14}{0,16} + 0,34$$

$$= 0,71$$

Dari perhitungan di atas maka penentuan gaya gempa rencana dapat dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

Adapun faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur diperoleh dari Tabel 7 dalam (Badan Standardisasi Nasional, 2016). Sehingga penentuan gaya gempa rencana arah x dan arah y adalah sebagai berikut.

R=0,8

Gaya gempa rencana arah x,

$$T_{EQX} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0,42}{0,8} \times 6285,83$$

3285,56 kN

Gaya gempa rencana arah y,

$$T_{EQY} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0,71}{0,8} \times 6285,83$$

$$= 5557,62 \text{ kN}$$

Menurut(Badan Standardisasi Nasional, 2016), gaya gempa elastis yang berpengaruh pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga menghasilkan dua skenario 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,

$30\%EQ_x$

30%×3285,56

985,67 kN

$30\%EQ_y$

30%×5557,62

1667,29 kN

Karena beban gempa horizontal yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *pile cap*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban gempa horizontal dapat dihitung sebagai berikut.

Tabel 5.59 Rekapitluasi Gaya dan Momen Gempa Horizontal Arah X dan Arah Y *Abutment*

Beban	P_{EQx}	P_{EQy}	Lengan	M_{EQx}	M_{EQy}
	kN	kN	m	kNm	kNm
Beban Arah X	3285.56	1667.29	4.5	14785.04	7502.79
Beban Arah Y	5557.62	985.67	4.5	25009.31	4435.51

j. Tekanan Akibat Gempa (T_{EQ})

Berikut merupakan data-data yang digunakan untuk menghitung tekanan tanah akibat gempa.

Lebar timbunan tanah, $B_y = 9{,}5$ m

Tinggi timbunan tanah, $H = 7{,}5$ m

Berat volume tanah timbunan, $\gamma_s = 17$ kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan, $\phi_1 = 32{,}5°$

Kohesi tanah timbunan, $c_1 = 43{,}75\ 17$ kN/m^2

Sudut geser antara urugan dan dinding, $\delta = 26°$

Koefesien percepatan vertikal, $k_v = 0°$

Sudut kemringan timbunan, $i = 0°$

Kemiringan *abutment*, $\beta_a = 0°$

Koefesien respons gempa elastis $C_{sm} = 0{,}42$

Dari data diatas besarnya sudut tekanan tanah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$
$$= \tan^{-1}(0{,}42)$$
$$= 22{,}69°$$

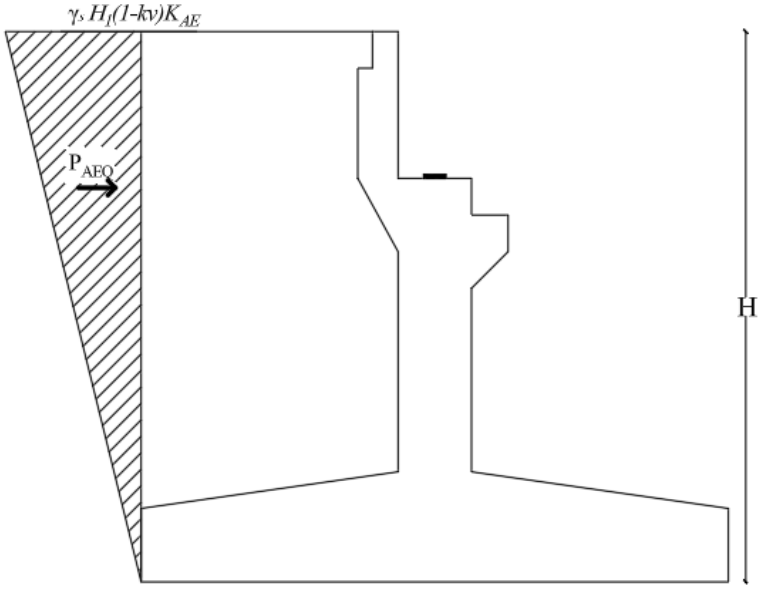
Sehingga, nilai koefesien tekanan tanah aktif seismic pada *abutment* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_1-\theta-\beta_a)}{\cos\theta.\cos^2\beta_a.\cos(\delta-\theta-\beta_a)}.\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi_1)\sin(\phi_1-\theta-i)}{\cos\left((\delta+\theta+\beta_a)\right)\cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(32{,}5\,° - 22{,}69° - 0\,°)}{\cos 22{,}69° \cdot \cos^2 0\,° \cdot \cos(26\,° - 22{,}69° - 0\,°)} \times$$

$$\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + 32{,}5\,°)\sin(32{,}5\,° - 22{,}69° - 0\,°)}{\cos((26\,° + 22{,}69° + 0\,°))\cos(0\,° - 0\,°)}}\right)^{-2}$$

$$= 0{,}49$$



Gambar 5.73 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Abutment*

Dampak dari tekanan tanah aktif terhadap beban horizontal dapat dianalisis melalui persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ1} = \frac{1}{2}.\gamma_s.H.(1 - kv).K_{AE}.B_y.H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 7{,}5 \times (1 - 0\,°) \times 0{,}49 \times 9{,}5 \times 7{,}5$$

$$= 2218{,}76\ \text{kN}$$

Adapun momen tekanan tanah aktif yang terjadi pada *abutment* adalah sebagai berikut.

Lengan terhadap titik berat *pile cap*,

$$y = \frac{2}{3}.H$$

$$= \frac{2}{3}.7{,}5$$

$$= 5\ \text{m}$$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,

$M_{TEQ1} = T_{EQ1} \times y$

$= 2218{,}76 \times 5$

$= 11093{,}79$ kN

k. Beban Gesekan Peletakan (BF)

Berikut merupakan data-data yang digunakan untuk menghitung beban gesekan peletakan.

Dimensi elastomer		=	500 x 500 mm
Tebal lapisan dalam karet		=	15 mm
Jumlah lapisan karet elastomer		=	6
Tebal pelat baja		=	5 mm
Kekakuan geser setiap lapisan karet		=	18,5 x 10^3
Nilai Kekakuan geser	K	=	18,5 x 10^3 x 6
		=	111000 kN/m
Koefesien muai panjang beton pelat lantai,	a	=	0,000011 °C
Panjang bentang jembatan,	L_b	=	30 m
Suhu max desain,	T_{max}	=	40 °C
Suhu min desain,	T_{min}	=	15 °C

Dari data diatas, muai jembatan akibat temperatur dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= 0.000011 \times 30 \times (40 - 15)$

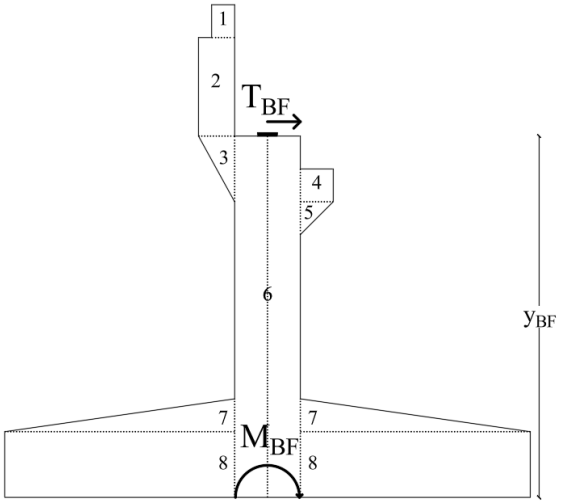
$= 0{,}00825$

Sehingga, beban akibat gesakan perletakan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$T_{BF} = K \times \Delta T$

$= 111000 \times 0{,}00825$

$= 915{,}75$ kN



Gambar 5.74 Reaksi Peletakan Beban Gesekan Pada *Abutment*

Karena beban gesekan yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *pile cap*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban gesekan dapat dihitung sebagai berikut.

Lengan terhadap titik berat *pile cap*

$y_{BF} = 5{,}5$ m

Momen akibat gesekan peletakan,

$$M_{BF} = T_{BF} \times y_{BF}$$
$$= 915{,}75 \times 5{,}5$$
$$= 5036{,}63 \text{ kNm}$$

l. Rekapitulasi Pembebanan *Abutment*

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi pembebanan pada masing-masing jenis beban yang bekerja pada struktur *abutment*. Detail rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.60 Rekapitulasi Pembebana Struktur *Abutment*

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						

Lanjutan Tabel 5.60 Rekapitulasi Pembebana Struktur *Abutment*

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	5528.63	1723.55	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	-	659.74	-	244.65	-
B.	**Beban Lalu Lintas**						
1	Beban Lajur D	TD	1185.10	-	-	-	-
2	Beban Pejalan Kaki	TP	150.00	-	-	-	-
3	Gaya Rem	TB	-	523.13	-	56.25	-
C.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Beban Angin Struktur	E_{WS}	-	-	1051.67	-	89.03
2	Beban Angin Kendaraan	E_{WL}	21.90	-	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	E_{Qv}	628.58	-	-	-	-
4	Beban Gempa Arah x	E_{Qx}	-	14785.04	7502.79	3285.56	5557.62
5	Beban Gempa Arah y	E_{Qy}	-	25009.31	4435.51	5557.62	985.67
6	Tekanan Tanah Gempa	T_{TEQ}	-	11093.79	-	2218.76	-
D.	**Beban Aksi Lainnya**						
1	Gesekan Perletakan	BF	-	5036.63	-	915.75	-

m. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi yang digunakan mengacu pada (Badan Standarisasi Nasional, 2016). Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *abutment*.

Tabel 5.61 Kombinasi Pembebanan Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	5528.63	1723.55	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1	-	659.74	-	244.65	-

Lanjutan Tabel 5.61 Kombinasi Pembebanan Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
4	Beban Lajur D	TD	1	1185.10	-	-	-	-
5	Beban Pejalan Kaki	TP	1	150.00	-	-	-	-
6	Gaya Rem	TB	1	-	523.13	-	56.25	-
7	Beban Angin Struktur	EWS	0.3	-	-	315.50	-	26.71
8	Beban Angin Kendaraan	EWL	1	21.90	-	-	-	-
9	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
			Jumlah	7642.83	7943.05	315.50	1216.65	26.71

Tabel 5.62 Kombinasi Pembebanan Layan II

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	5528.63	1723.55	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1	-	659.74	-	244.65	-
4	Beban Lajur D	TD	1.3	1540.63	-	-	-	-
5	Beban Pejalan Kaki	TP	1.3	195.00	-	-	-	-
6	Gaya Rem	TB	1.3	-	680.06	-	73.13	-
7	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
			Jumlah	8021.46	8099.98	0.00	1233.53	0.00

Tabel 5.63 Kombinasi Pembebanan Layan III

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	5528.63	1723.55	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1	-	659.74	-	244.65	-
4	Beban Lajur D	TD	0.8	948.08	-	-	-	-

Lanjutan Tabel 5.63 Kombinasi Pembebanan Layan III

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen	Horizontal	No.	Jenis Beban
5	Beban Pejalan Kaki	TP	0.8	120.00	-	-	-	-
6	Gaya Rem	TB	0.8	-	418.50	-	45.00	-
7	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
			Jumlah	7353.91	7838.42	0.00	1205.40	0.00

Tabel 5.64 Kombinasi Pembebanan Layan IV

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	5528.63	1723.55	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1	-	659.74	-	244.65	-
4	Beban Angin Struktur	EWS	0.7	-	-	220.85	-	18.70
5	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
			Jumlah	6285.83	7419.92	220.85	1160.40	18.70

Tabel 5.65 Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Arah X

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	7187.22	2240.62	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1.3	984.37	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.3	-	857.67	-	318.05	-
4	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
5	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	628.58	-	-	-	-
6	Beban Gempa Arah x	EQx	1	-	14785.04	7502.79	3285.56	5557.62
7	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	11093.79	-	2218.76	-
			Jumlah	8800.17	34013.74	7502.79	6738.12	5557.62

Tabel 5.66 Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Arah Y

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	7187.22	2240.62	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1.3	984.37	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.3	-	857.67	-	318.05	-
4	Gesekan Perletakan	BF	1	-	5036.63	-	915.75	-
5	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	628.58	-	-	-	-
6	Beban Gempa Arah y	EQy	1	-	25009.31	4435.51	5557.62	985.67
7	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	11093.79	-	2218.76	-
Jumlah				8800.17	44238.01	4435.51	9010.18	985.67

n. Rekap Momen Dan Gaya Tekan

Untuk memudahkan perhitungan lebar *abutment* yang ditinjau sepanjang 1 meter, analisis dilakukan berdasarkan sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.67 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Abutment*

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Px	Py
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Layan I	7642.83	7943.05	315.50	1216.65	26.71
2	Layan II	8021.46	8099.98	0.00	1233.53	0.00
3	Layan III	7353.91	7838.42	0.00	1205.40	0.00
4	Layan IV	6285.83	7419.92	220.85	1160.40	18.70
5	Ekstrim I Arah X	8800.17	34013.74	7502.79	6738.12	5557.62
6	Ekstrim I Arah Y	8800.17	44238.01	4435.51	9010.18	985.67

Tabel 5.68 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Abutment*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Layan I	7642.83	7943.05	1216.65	727.89	756.48	115.87
2	Layan II	8021.46	8099.98	1233.53	763.95	771.43	117.48
3	Layan III	7353.91	7838.42	1205.40	700.37	746.52	114.80

Lanjutan Tabel 5.68 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Abutment*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
4	Layan IV	6285.83	7419.92	1160.40	598.65	706.66	110.51
5	Ekstrim I Arah X	8800.17	34013.74	6738.12	838.11	3239.40	641.73
6	Ekstrim I Arah Y	8800.17	44238.01	9010.18	838.11	4213.14	858.11
Nilai Maksimum		8800.17	44238.01	9010.18	838.11	4213.14	858.11

2. Pembebanan Struktur *Breast Wall*

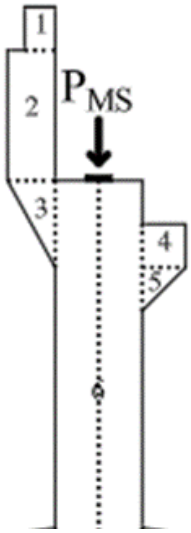
Perhitungan pembebanan pada *breast wall* jembatan bertujuan untuk memahami dan mengidentifikasi berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut baik itu beban vertikal dari struktur atas, beban horizontal dari tekanan tanah, maupun beban dinamis dari lalu lintas yang melintas. Adapun perhitungan pembebanan struktur *breast wall* jembatan adalah sebagai berikut.

a. Berat Mati Sendiri (M_S)

1) Berat mati sendiri struktur atas *breast wall*

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh berat sendiri dari struktur atas untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

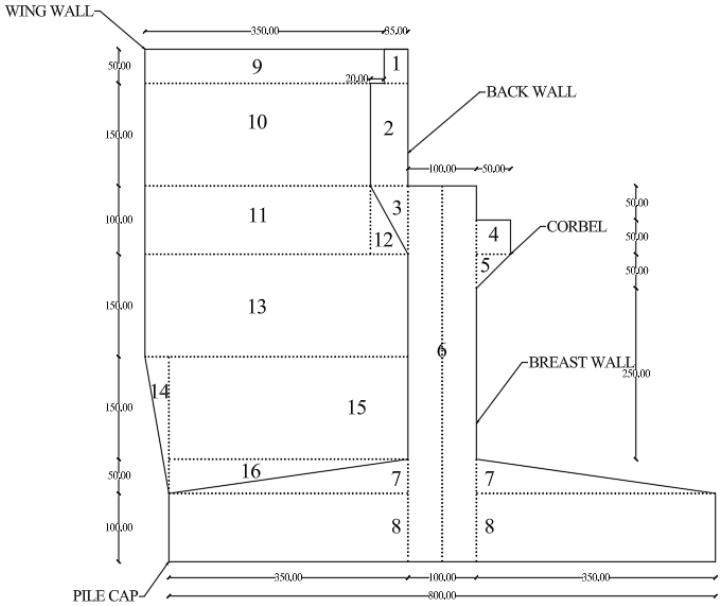
P_{MS}=1280,63 kN



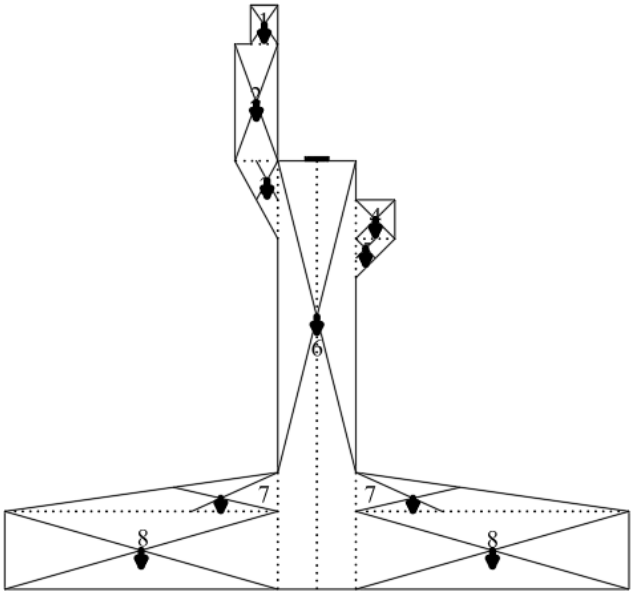
Gambar 5.75 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas

2) Berat mati sendiri struktur bawah *abutment*

Berikut merupakan gambar rencana struktur bawah *abutment*



Gambar 5.76 Dimensi Struktur *Abutment*



Gambar 5.77 Titik Berat Struktur *Abutment*

Dapat dilihat bahwa panjang pangkal *breast wall* dikurangi dengan panjang dimensi pada *pile cap*, seperti yang ditunjukkan pada nomor 7 dan 8. Oleh karena itu, berat struktur bawah *breast wall* dapat dilihat dalam tabel berikut.

Tabel 5.69 Berat Sendiri Struktur Bawah *Breast Wall*

Keterangan	No	b	h	L	Shape	Area	Direc	Berat Volume	Lengan	Berat	Momen
		m	m	m		m^2		kN/m^3	m	kN	kNm
Back Wall	1	0.35	0.5	10.5	1	1.8375	-1	24	0.68	44.10	-29.77
Back Wall	2	0.55	1.5	10.5	1	8.6625	-1	24	0.78	207.90	-161.12
Back Wall	3	0.55	1	10.5	0.5	2.8875	-1	24	0.78	69.30	-53.71
Corbel	4	0.5	0.5	10.5	1	2.625	1	24	0.75	63.00	47.25
Corbel	5	0.5	0.5	10.5	0.5	1.3125	1	24	0.75	31.50	23.63
Breas Wall	6	1	4	10.5	1	42	0	24	0.00	1008.00	0.00
									Total	1423.80	-173.72

Tanda (-) pada momen menunjukan momen yang bekerja pada *abutment* berlawanan arah jarum jam.

Sehingga, dari perhitungan di atas total berat mati sendiri struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat lebih detail dalam tabel di bawah ini.

Tabel 5.70 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur *Breast Wall*

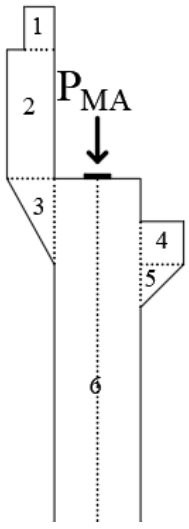
No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kNm
1	Berat Struktur Atas	1280.63	0.00
2	Berat *Breast Wall*	1423.80	173.72
	Total	2704.43	173.72

b. Berat Mati Tambahan (M_A)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh berat mati tambahan dari struktur atas untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

P_{MA}=757,21 kN

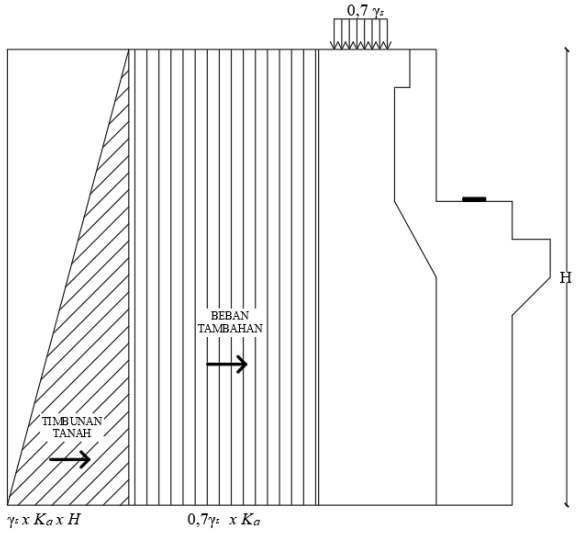
Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *breast wall*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan berat mati tambahan pada *breast wall*.



Gambar 5.78 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Breast Wall*

c. Tekanan Tanah Aktif (T_A)

Adapun diagram tekanan tanah aktif yang bekerja pada *breast wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.79 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall*

Berat jenis tanah timbunan,	γs	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan	ϕ	=	32,5 °
Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,	β	=	0 °
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,	θ	=	90 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	26
Faktor pengurangan kekuatan	K_ϕ^R	=	0,7
Tinggi *breast wall*	H	=	7,5 m
Lebar timbunan tanah	B_y	=	9,5 m

Berdasarkan data di atas, dapat dilakukan perhitungan untuk menentukan tekanan tanah aktif yang bekerja pada *breast wall*. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan tekanan tanah aktif pada *breast wall*.

Sudut geser efektif tanah,

$$\phi'_f = \tan^{-1}\left(K_\phi^R \times \tan\phi\right)$$
$$= \tan^{-1}(0{,}7 \times \tan 32{,}5°)$$
$$= 66{,}12\ °$$

Koefesien tanah aktif,

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

$$= \left[1+\sqrt{\frac{\sin(66{,}12\,°+26\,°)+\sin(66{,}12\,°+0\,°)}{\sin(90\,°+26\,°)+\sin(90\,°+0\,°)}}\right]^2$$

$$= 4{,}02°$$

Sehingga,

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

$$= \frac{\sin^2(90\,°+66{,}12\,°)}{\Gamma[\sin^2 90\,°\sin((90\,°-26\,°))]}$$

$$= 0{,}05$$

Dari gambar di atas, maka perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah tanah akitf adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan,

$$TA_1 = 0{,}7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y \times H$$

$$= 0{,}7 \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 6$$

$$= 30{,}79\ \text{kN}$$

Gaya tekanan tanah aktif timbunan tanah,

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times k_a \times B'_y \times H \times H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 6 \times 6$$

$$= 131{,}95\ \text{kN}$$

Adapun momen yang bekerja pada tekanan tanah aktif *breast wall* dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.71 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif Struktur *Breast Wall*

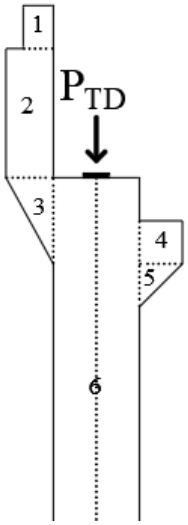
No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan thd. O	y(m)	T_{TA} (kN)	M_{TA} (kNm)
1	TA_1	y=H/2	3.75	30,79	92,36
2	TA_2	y=H/3	2.50	131,95	263,90
			Jumlah	162,74	356,26

d. Beban Lajur D (T_D)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban lajur D dari struktur atas untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

P_{TD}=1185,10 kN

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *breast wall*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan berat mati tambahan pada *breast wall*.



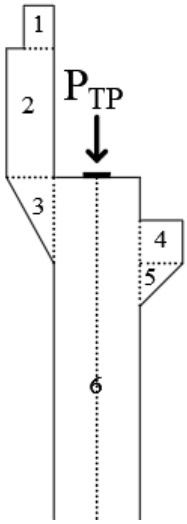
Gambar 5.80 Penyaluran Beban Lajur D Pada *Breast Wall*

e. Beban Pejalan Kaki (T_P)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban pejalan kaki dari struktur atas untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

P_{TP}=150 kN

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *breast wall*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar perletakan berat mati tambahan pada *breast wall*.

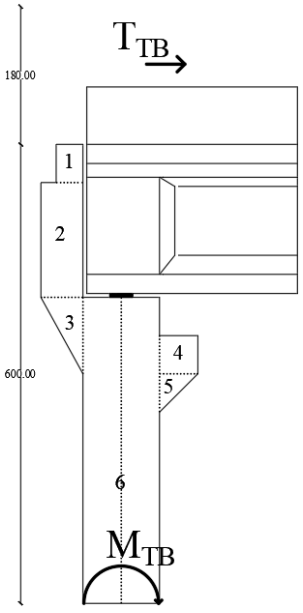


Gambar 5.81 Penyaluran Beban Pejalan Kaki Pada *Breast Wall*

f. Beban Rem (T_B)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban rem dari struktur atas untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

T_{TD}=56,26 kN



Gambar 5.82 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Breast Wall*

Karena gaya rem yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *breast wall*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut.

Adapun perhitungan akibat momen beban rem dapat dihitung sebagai berikut.

Lengan terhadap titik tumpuan *breast wall*,

$L_{TB} = 1{,}8 + H_{breast\ wall}$

$= 1{,}8 \times 6$

$= 7{,}8$ m

Sehingga, momen yang bekerja akibat beban rem adalah sebagai berikut.

$M_{TB} = T_{TB} \times L_{TB}$

$= 56{,}25 \times 7{,}8$

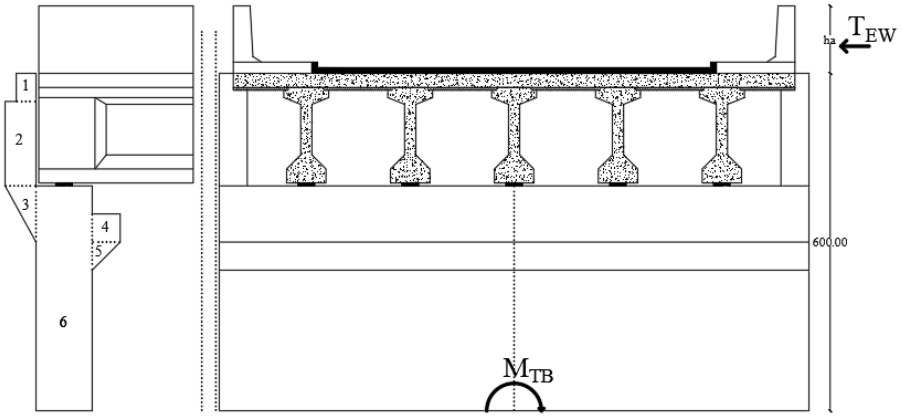
$= 438.75$ kNm

g. Beban Angin Kendaraan (E_W)

1) Beban angin struktur (E_{WS})

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban angin untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

T_{EWS}=89,03 kN



Gambar 5.83 Reaksi Pelatakan Beban Angin Struktur Pada *Breast Wall*

Karena beban angin yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *breast wall*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban angin struktur dapat dihitung sebagai berikut.

Tinggi bidang samping, h_a = 3,15 m

Tinggi *breast wall* , $H_{breas\ twall}$ = 7,5 m

Lengan terhadap titik berat *breast wall*,

$$L_{EWS} = \frac{1}{2} \times h_a \times h_{abutment}$$
$$= \frac{1}{2} \times 3{,}15 \times 6$$
$$= 9{,}45 \text{ m}$$

Momen akibat beban angin struktur pada *breast wall* ,

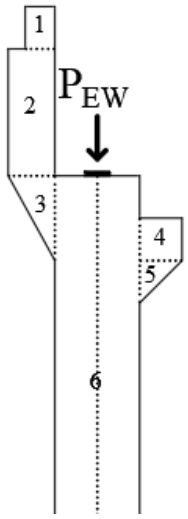
$$M_{EWS} = P_{EWS} \times L_{EWS}$$
$$= 89{,}03 \times 9{,}45$$
$$= 841{,}34 \text{ kNm}$$

2) Beban angin kendaraan (E_{WL})

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban angin untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

$P_{EWL} = 21{,}90\ kN$

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *breast wall*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar peletakan berat mati tambahan pada *breast wall*.



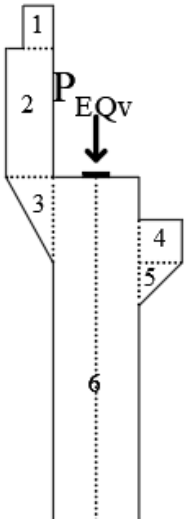
Gambar 5.84 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pada *Breast Wall*

h. Beban Gempa Vertikal (EQ_V)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban gempa vertikal untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

P_{EQV}=*21,90 kN*

Penempatan beban tepat berada di titik tumpuan *breast wall*, sehingga tidak terjadi momen akibat adanya eksentrisitas. Berikut merupakan gambar peletakan berat mati tambahan pada *breast wall*.

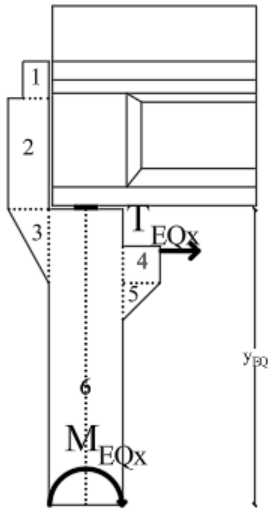


Gambar 5.85 Penyaluran Beban Gempa Vertikal Pada *Breast Wall*

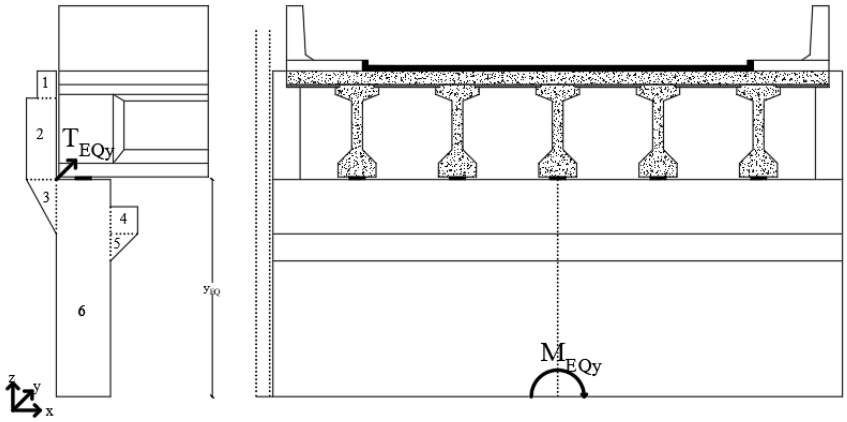
i. Gempa Lateral (EQ_L)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data gempa lateral adalah sebagai berikut.

Kelas situs	=	SD
PGA	=	0,4728
S_s	=	1,0684 g
S_1	=	0,5011 g
FPGA	=	0,72
F_a	=	0,72
F_v	=	1,20
A_s	=	0,34
S_{DS}	=	0,77
S_{D1}	=	0,60
T_s	=	0,78
T_0	=	0,16



Gambar 5.86 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Breast Wall*



Gambar 5.87 Penayluran Beban Gempa Arah Y *Breast Wall*

Adapun data yang digunakan dalam perhitungan beban gempa horizontal arah x dan beban gempa horizontal arah y berdasarkan perhitungan pada sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Berat struktur, $W_t = P_{Ms} + P_{MA}$

$= 5528{,}63 + 757{,}21$

$= 6285{,}83$ kN

Tinggi *abutment* terhadap titik berat beban, $L = 4$ m

Lebar *abutment* arah y, $B_y = 10{,}5$ m

Lebar *breast wall* arah x, $b_2 = 1$ m

Mutu beton, $f'_c = 30$ MPa

Modulus elastistas, E_c = 25742.96 MPa

Sehingga, dari data diatas dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Momen inersia struktur arah x,

$$I = \frac{1}{12} \times B_y \times {b_2}^3$$
$$= \frac{1}{12} \times 10{,}5 \times 1^3$$
$$= 0{,}88\ m^2$$

Kekauan struktur arah x,

$$K_x = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 0{,}88}{4}$$
$$= 16893.82\ kN/m$$

Momen inersia struktur arah y,

$$I = \frac{1}{12} \times {B_y}^3 \times b_2$$
$$= \frac{1}{12} \times 10{,}5^3 \times 1$$
$$= 96{,}47\ m^2$$

Kekauan struktur arah y,

$$K_y = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 94{,}47}{4}$$
$$= 1862543.39\ kN/m$$

Periode getaran struktur arah x,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_x}}$$
$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6285{,}83}{9{,}81 \times 16893.82}}$$
$$= 1.22 detik$$

Periode getaran struktur arah y,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_x}}$$
$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6285{,}83}{9{,}81 \times 1862543.39}}$$

$= 0.12$ detik

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah x,

T $= 1{,}43$ detik

T_0 $= 0{,}16$ detik

T_s $= 0{,}78$ detik

Karena, nilai T > T0 maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$

$= \frac{0{,}60}{1{,}43}$

$= 0{,}42$

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah y,

T $= 0{,}14$ detik

T_0 $= 0{,}16$ detik

T_s $= 0{,}78$ detik

Karena, nilai T > T0 maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

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

$= (0{,}77 - 0{,}34) \times \frac{0{,}14}{0{,}16} + 0{,}34$

$= 0{,}71$

Dari perhitungan di atas maka penentuan gaya gempa rencana dapat dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$T_{EQ} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$

Adapun faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur diperoleh dari Tabel 7 dalam (Badan Standardisasi Nasional, 2016). Sehingga penentuan gaya gempa rencana arah x dan arah y adalah sebagai berikut.

R=0,8

Gaya gempa rencana arah x,

$$T_{EQX} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,42}{0,8} \times 6285,83$$
$$= 3285,56 \text{ kN}$$

Gaya gempa rencana arah y,

$$T_{EQY} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,71}{0,8} \times 6285,83$$
$$= 5557,62 \text{ kN}$$

Menurut(Badan Standardisasi Nasional, 2016), gaya gempa elastis yang berpengaruh pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga menghasilkan dua skenario 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,

$30\%EQ_x$

$30\% \times 3285,56$

985,67 kN

$30\%EQ_y$

$30\% \times 5557,62$

1667,29 kN

Karena beban gempa horizontal yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *breast wall*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban gempa horizontal dapat dihitung sebagai berikut.

Tabel 5.72 Rekapitluasi Gaya dan Momen Gempa Horizontal Arah X dan Arah Y

Beban	P_{EQx}	P_{EQy}	Lengan	M_{EQx}	M_{EQy}
	kN	kN	m	kNm	kNm
Beban Arah X	3285.56	1667.29	4	13142.26	6669.15
Beban Arah Y	5557.62	985.67	4	22230.50	3942.68

j. Tekanan Tanah Akibat Gempa (T_{EQ})

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

Lebar timbunan tanah, B_y = 9,5 m

Tinggi timbunan tanah, H = 7,5 m

Tinggi timbunan tanah *breast wall*, H' = 6 m

Berat volume tanah timbunan, γ_s = 17 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan, ϕ_1 = 32,5 °

Kohesi tanah timbunan, c_1 = 43,75 17 kN/m^2

Sudut geser antara urugan dan dinding, δ = 26 °

Koefesien percepatan vertikal, k_v = 0 °

Sudut kemringan timbunan, i = 0 °

Kemiringan *abutment*, β_a = 0 °

Koefesien respons gempa elastis C_{sm} = 0,42

Dari data diatas besarnya sudut tekanan tanah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$
$$= \tan^{-1}(0{,}42)$$
$$= 22{,}69°$$

Sehingga, nilai koefesien tekanan tanah aktif seismic pada *abutment* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi_1-\theta-\beta_a)}{cos\theta.cos^2\beta_a.cos(\delta-\theta-\beta_a)}.\left(1+\sqrt{\frac{sin(\delta+\phi_1)sin(\phi_1-\theta-i)}{cos((\delta+\theta+\beta_a))cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2}$$
$$= \frac{cos^2(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{cos22{,}69°.cos^2 0\,°.cos(26\,°-22{,}69°-0\,°)}\times$$

$$\left(1+\sqrt{\frac{sin(\delta+32{,}5\,°)sin(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{cos((26\,°+22{,}69°+0\,°))cos(0\,°-0\,°)}}\right)^{-2}$$

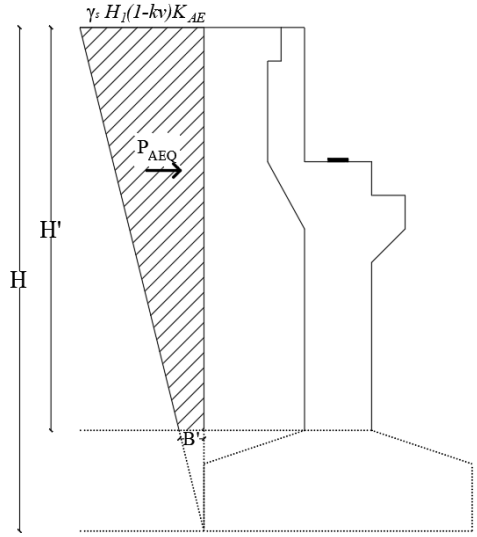
$$= 0{,}49$$

Lebar tinjauan pada *breast wall*

$$B' = \frac{\left(\gamma_s.H'.((1-kv).K_{AE})\right)*(H-H')}{H}$$

$$= \frac{\left(17\times6\times((1-0\,°)\times0{,}49)\right)\times(7{,}5-6)}{7{,}5}$$

$$= 9{,}96\ kN/m^2$$



Gambar 5. 88 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall*

Dampak dari tekanan tanah aktif terhadap beban horizontal dapat dianalisis melalui persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ1} = \frac{1}{2}.\gamma_s.H'.(1-kv).K_{AE}.B_y.H'$$

$$= \frac{1}{2}\times17\times6\times(1-0\,°)\times0{,}49\times9{,}5\times6$$

$$= 1420{,}01\ kN$$

$$T_{EQ2} = B'.H'.B_{y1}$$

$$= 9{,}96\times6\times9{,}5$$

$$= 568\ kN$$

Sehingga, perhitungan momen tekanan tanah yang diperoleh akibat gempa dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini

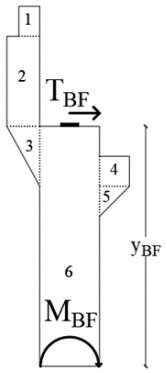
Tabel 5.73 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall*

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan	y	T_{TEQ}	M_{TEQ}
			(m)	(kN)	(kNm)
1	T_{TEQ1}	H'.2/3	4	1420.01	5680.02
2	T_{TEQ2}	H'.1/2	3	568.00	1704.01
Jumlah				1988.01	7384.03

k. Beban Gesekan Peletakan (BF)

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh beban gesekan peletakan untuk setengah dari tumpuan adalah sebagai berikut.

T_{BF}=915,75 kN



Gambar 5. 89 Reaksi Peletakan Beban Gesekan Pada *Breast Wall*

Karena beban gesekan yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu *breast wall*. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban gesekan dapat dihitung sebagai berikut.

Lengan terhadap titik berat *pile cap*,

$$y_{BF} = 4\ m$$

Momen akibat gesekan peletakan,

$$M_{BF} = T_{BF} \times y_{BF}$$
$$= 915{,}75 \times 4$$
$$= 3663\ \text{kNm}$$

l. Rekapitulasi Pembebanan *Breast Wall*

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi pembebanan pada masing-masing jenis beban yang bekerja pada struktur *breast wall*. Detail rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.74 Rekapitulasi Pembebanan Struktur *Breast Wall*

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Berat Sendiri	MS	2704.43	173.72	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	757.21	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	-	356.26	-	162.74	-
B.	**Beban Lalu Lintas**						
1	Beban Lajur D	TD	1185.10	-	-	-	-
2	Beban Pejalan Kaki	TP	150.00	-	-	-	-
3	Gaya Rem	TB	-	438.75	-	56.25	-
C.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Beban Angin Struktur	E_{WS}	-	-	841.34	-	89.03
2	Beban Angin Kendaraan	E_{WL}	21.90	-	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	E_{Qv}	628.58	-	-	-	-
4	Beban Gempa Arah x	E_{Qx}	-	13142.26	6669.15	3285.56	1667.29
5	Beban Gempa Arah y	E_{Qy}	-	22230.50	3942.68	5557.62	985.67
6	Tekanan Tanah Gempa	T_{TEQ}	-	7384.03	-	1988.01	-
D.	**Beban Aksi Lainnya**						
1	Gesekan Perletakan	BF	-	3663.00	-	915.75	-

m. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi yang digunakan mengacu pada (Badan Standarisasi Nasional, 2016). Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *breast Wall*.

Tabel 5.75 Kombinasi Pembebanan Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	1514.41	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Beban Lajur D	TD	1.8	2133.18	-	-	-	-
5	Beban Pejalan Kaki	TP	1.8	270	-	-	-	-
6	Gaya Rem	TB	1.8	-	789.75	-	101.25	-
7	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663	-	915.75	-
			Jumlah	7433.35	5106.10	0	1212.28	0

Tabel 5.76 Kombinasi Pembebanan Kuat II

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	1514.41	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Beban Lajur D	TD	1.4	1659.14	-	-	-	-
5	Beban Pejalan Kaki	TP	1.4	210.00	-	-	-	-
6	Gaya Rem	TB	1.4	-	614.25	-	78.75	-
7	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
			Jumlah	6899.31	4930.60	0	1189.78	0

Tabel 5.77 Kombinasi Pembebanan Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	1514.41	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Beban Angin Struktur	EWS	1.4	-	-	1177.87	-	124.64

Lanjutan Tabel 5.77 Kombinasi Pembebanan Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
5	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
			Jumlah	5030.17	4316.35	1177.87	1111.03	124.64

Tabel 5.78 Kombinasi Pembebanan Kuat IV

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	984.37	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
5	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
			Jumlah	4500.12	4316.35	0	1111.03	0

Tabel 5.79 Kombinasi Pembebanan Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	2.00	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Beban Angin Struktur	EWS	0.4	-	-	336.53	-	35.61
5	Beban Angin Kendaraan	EWL	1	21.90	-	-	-	-
6	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
			Jumlah	3539.66	4316.35	336.53	1111.03	35.61

Tabel 5.80 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I Arah X

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	1514.41	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
5	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	628.58	-	-	-	-
6	Beban Gempa Arah x	EQx	1	-	13142.26	6669.15	3285.56	1667.29
7	Tekanan Tanah Gempa	EQy	1	-	7384.03	-	1988.01	-
			Jumlah	5658.75	24842.64	6669.15	6384.61	1667.29

Tabel 5.81 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I Arah Y

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	3515.76	225.84	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	1514.41	-	-	-	-
3	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.2	-	427.51	-	195.28	-
4	Gesekan Perletakan	BF	1	-	3663.00	-	915.75	-
5	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	628.58	-	-	-	-
6	Beban Gempa Arah y	EQy	1	-	22230.50	3942.68	5557.62	985.67
7	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	7384.03	-	1988.01	-
			Jumlah	5658.75	33930.88	3942.68	8656.67	985.67

n. Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pada *Breast Wall*

Untuk memudahkan perhitungan lebar *breast wall* yang ditinjau sepanjang 1 meter, analisis dilakukan berdasarkan sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.82 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Breast Wall*

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Px	Py
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	7433.35	5106.10	0.00	1212.28	0.00
2	Kuat II	6899.31	4930.60	0.00	1189.78	0.00

Lanjutan Tabel 5.82 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Breast Wall*

3	Kuat III	5030.17	4316.35	1177.87	1111.03	124.64
4	Kuat IV	4500.12	4316.35	0.00	1111.03	0.00
5	Kuat V	3539.66	4316.35	336.53	1111.03	35.61
6	Ekstrim I Arah x	5658.75	24842.64	6669.15	6384.61	1667.29
7	Ekstrim I Arah y	5658.75	33930.88	3942.68	8656.67	985.67

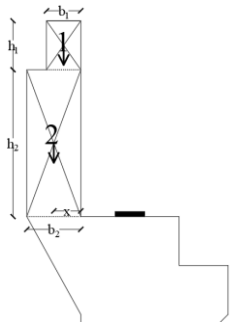
Tabel 5. 83 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Breast Wall*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	7433.35	5106.10	1212.28	707.94	486.30	115.46
2	Kuat II	6899.31	4930.60	1189.78	657.08	469.58	113.31
3	Kuat III	5030.17	4316.35	1111.03	479.06	411.08	105.81
4	Kuat IV	4500.12	4316.35	1111.03	428.58	411.08	105.81
5	Kuat V	3539.66	4316.35	1111.03	337.11	411.08	105.81
6	Ekstrim I Arah x	5658.75	24842.64	6384.61	538.93	2365.97	608.06
7	Ekstrim I Arah y	5658.75	33930.88	8656.67	538.93	3231.51	824.44
Nilai Maksimum		7433.35	33930.88	8656.67	707.94	3231.51	824.44

3. Pembebanan *Back Wall*

Perhitungan pembebanan pada *back wall* jembatan bertujuan untuk memahami dan mengidentifikasi berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut baik itu beban vertikal dari struktur atas, beban horizontal dari tekanan tanah, maupun beban dinamis dari lalu lintas yang melintas. Adapun perhitungan pembebanan struktur *back wall* jembatan adalah sebagai berikut.

a. Berat Sendiri (M_S)



Gambar 5.90 Titik Berat *Back Wall*

Adapun gaya yang bekerja pada pangkal *backwall* merupakan berat sendiri dari dimensi tersebut. Adapun titik berat pada *back wall* dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini

Tabel 5.84 Perhitungan Titik Berat *Back Wall*

No.	b	h	xo	Luas (A)	A . xo
	(m)	(m)	(m)	(m^2)	(m^3)
1	0.35	0.50	0.18	0.18	0.03
2	0.55	1.50	0.28	0.83	0.23
			Jumlah	1.00	0.26

Dari tabel di atas, maka titik berat back wall dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

$$\bar{x} = \frac{\Sigma A \times x_o}{\Sigma A}$$

$$\bar{x} = \frac{0,26}{1}$$

$\bar{x} = 0,26$ m

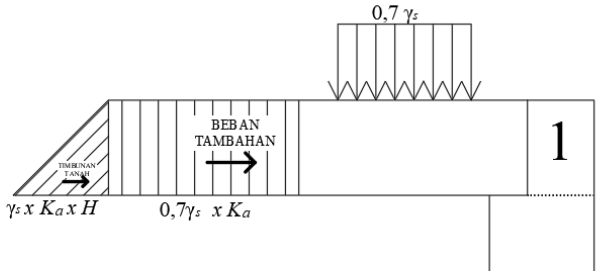
Sehingga, berat sendiri struktur *back wall* dapat dilihat dengan detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.85 Berat Sendiri Struktur *Back wall*

Ket.	No	b	h	L	Shape	Area	Direc	Berat Volume	Lengan	Berat	Momen
		m	m	m		m^2		kN/m^3	m	kN	kNm
Back Wall	1	0.35	0.50	10.5	1	1.84	1	24	0.08	44.10	3.64
Back Wall	2	0.55	1.50	10.5	1	8.66	-1	24	0.02	207.90	-3.64
									Jumlah	252.00	0.00

b. Tekanan Tanah Aktif (T_A)

1) *Back Wall* Atas



Gambar 5.91 Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Atas

Dalam sub bab sebelumnya sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah adalah sebagai berikut.

Berat jenis tanah timbunan,	γs	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan	ϕ	=	32,5 °
Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,	β	=	0 °
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,	θ	=	90 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	26
Faktor pengurangan kekuatan	K_ϕ^R	=	0,7
Tinggi *back wall*	H	=	0,5 m
Lebar timbunan tanah	B_y	=	9,5 m

Berdasarkan data di atas, dapat dilakukan perhitungan untuk menentukan tekanan tanah aktif yang bekerja pada *back wall*. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan tekanan tanah aktif pada *back wall*.

Sudut geser efektif tanah,

$$\phi'_f = \tan^{-1}\left(K_\phi^R \times \tan\phi\right)$$
$$= \tan^{-1}(0{,}7 \times \tan 32{,}5°)$$
$$= 66{,}12\ °$$

Koefesien tanah aktif,

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f+\delta)+\sin(\phi'_f+\beta)}{\sin(\theta+\delta)+\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$
$$= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(66{,}12\ °+26\ °)+\sin(66{,}12\ °+0\ °)}{\sin(90\ °+26\ °)+\sin(90\ °+0\ °)}}\right]^2$$
$$= 4{,}02°$$

Sehingga,

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta\sin((\theta-\delta))]}$$
$$= \frac{\sin^2(90\ °+66{,}12\ °)}{\Gamma[\sin^2 90\ °\sin((90\ °-26\ °))]}$$

$= 0{,}05$

Dari gambar di atas, maka perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan,

$$TA_1 = 0{,}7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y \times H$$
$$= 0{,}7 \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 0{,}5$$
$$= 2{,}57 \text{ kN}$$

Gaya tekanan tanah aktif timbunan tanah,

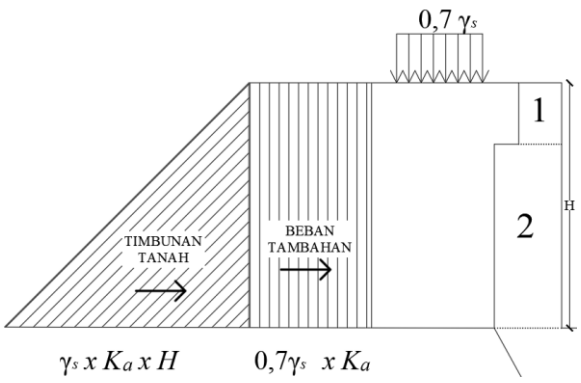
$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times k_a \times B'_y \times H \times H$$
$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 0{,}5 \times 0{,}5$$
$$= 0{,}92 \text{ kN}$$

Adapun momen yang bekerja pada tekanan tanah aktif *back wall* dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.86 Gaya Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Atas

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan thd. O	y(m)	T_{TA} (kN)	M_{TA} (kNm)
1	TA_1	y=H/2	0.25	2.57	0.64
2	TA_2	y=H/3	0.17	0.92	0.15
			Jumlah	3.48	0.79

2) *Back Wall* Bawah



Gambar 5.92 Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Bawah

Dalam sub bab sebelumnya sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah adalah sebagai berikut.

Berat jenis tanah timbunan,	γs	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan	ϕ	=	32,5 °
Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,	β	=	0 °
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,	θ	=	90 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	26
Faktor pengurangan kekuatan	K_ϕ^R	=	0,7
Tinggi *back wall*	H	=	2 m
Lebar timbunan tanah	B_y	=	9,5 m

Berdasarkan data di atas, dapat dilakukan perhitungan untuk menentukan tekanan tanah aktif yang bekerja pada *back wall*. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan tekanan tanah aktif pada *back wall*.

Sudut geser efektif tanah,

$$\begin{aligned}\phi'_f &= \tan^{-1}\left(K_\phi^R \times \tan\phi\right)\\ &= \tan^{-1}(0{,}7 \times \tan 32{,}5°)\\ &= 66{,}12\ °\end{aligned}$$

Koefesien tanah aktif,

$$\begin{aligned}\Gamma &= \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi'_f+\delta)+\sin(\phi'_f+\beta)}{\sin(\theta+\delta)+\sin(\theta+\beta)}}\right]^2\\ &= \left[1+\sqrt{\frac{\sin(66{,}12\ °+26\ °)+\sin(66{,}12\ °+0\ °)}{\sin(90\ °+26\ °)+\sin(90\ °+0\ °)}}\right]^2\\ &= 4{,}02°\end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}k_a &= \frac{\sin^2(\theta+\phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta\sin((\theta-\delta))]}\\ &= \frac{\sin^2(90\ °+66{,}12\ °)}{\Gamma[\sin^2 90\ °\sin((90\ °-26\ °))]}\\ &= 0{,}05\end{aligned}$$

Dari gambar di atas, maka perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan,

$$TA_1 = 0{,}7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y \times H$$
$$= 0{,}7 \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 2$$
$$= 10{,}26 \text{ kN}$$

Gaya tekanan tanah aktif timbunan tanah,

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times k_a \times B'_y \times H \times H$$
$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 2 \times 2$$
$$= 14{,}66 \text{ kN}$$

Adapun momen yang bekerja pada tekanan tanah aktif *back wall* dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.87 Gaya Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Bawah

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan thd. O	y(m)	T_{TA} (kN)	M_{TA} (kNm)
1	TA_1	y=H/2	1	10.26	10.26
2	TA_2	y=H/3	0,67	14.66	9.77
			Jumlah	24.92	20.04

c. Tekanan Tanah Akibat Gempa (T_{EQ})

1) Tekanan Tanah Akibat Gempa *Back Wall* Atas

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

Lebar timbunan tanah, B_y = 9,5 m

Tinggi timbunan tanah, H = 7,5 m

Tinggi timbunan tanah *breast wall*, H' = 0,5 m

Berat volume tanah timbunan, γ_s = 17 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan, ϕ_1 = 32,5 °

Kohesi tanah timbunan, c_1 = 43,75 17 kN/m^2

Sudut geser antara urugan dan dinding, $\delta = 26°$

Koefesien percepatan vertikal, $k_v = 0°$

Sudut kemringan timbunan, $i = 0°$

Kemiringan *abutment*, $\beta_a = 0°$

Koefesien respons gempa elastis $C_{sm} = 0{,}71$

Dari data diatas besarnya sudut tekanan tanah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

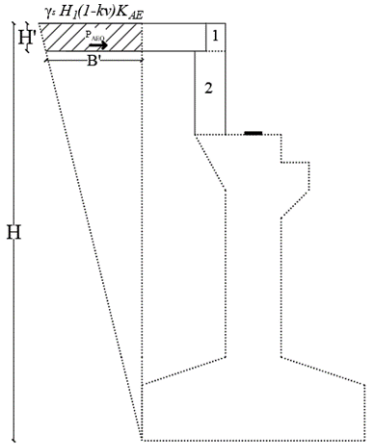
$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$
$$= \tan^{-1}(0{,}42)$$
$$= 22{,}69°$$

Sehingga, nilai koefesien tekanan tanah aktif seismic pada *abutment* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_1-\theta-\beta_a)}{\cos\theta.\cos^2\beta_a.\cos(\delta-\theta-\beta_a)}.\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi_1)\sin(\phi_1-\theta-i)}{\cos((\delta+\theta+\beta_a))\cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2}$$
$$= \frac{\cos^2(32{,}5°-22{,}69°-0°)}{\cos 22{,}69°.\cos^2 0°.\cos(26°-22{,}69°-0°)}\times$$
$$\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+32{,}5°)\sin(32{,}5°-22{,}69°-0°)}{\cos((26°+22{,}69°+0°))\cos(0°-0°)}}\right)^{-2}$$
$$= 0{,}49$$

Lebar tinjauan pada *breast wall*,

$$B' = \frac{\left(\gamma_s.H\prime.((1-kv).K_{AE})\right)*(H-H\prime)}{H}$$
$$= \frac{\left(17\times 6\times((1-0°)\times 0{,}49)\right)\times(7{,}5-0{,}5)}{7{,}5}$$
$$= 3{,}88\ \mathrm{kN/m^2}$$



Gambar 5.93 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas

Dampak dari tekanan tanah aktif terhadap beban horizontal dapat dianalisis melalui persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ1} = \frac{1}{2}.\gamma_s.H'.(1-kv).K_{AE}.B_y.H$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 6 \times (1-0\,°) \times 0{,}49 \times 9{,}5 \times 0{,}5$$

$$= 9{,}84\ kN$$

$$T_{EQ2} = B'.H'.B_{y1}$$

$$= 3{,}88 \times 0{,}5 \times 9{,}5$$

$$= 18{,}41\ kN$$

Sehingga, perhitungan momen tekanan tanah yang diperoleh akibat gempa dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini

Tabel 5.88 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan	y	T_{TEQ}	M_{TEQ}
			(m)	(kN)	(kNm)
1	T_{TEQ1}	H'.2/3	0.33	9.86	3.29
2	T_{TEQ2}	H'.1/2	0.25	18.41	4.60
Jumlah				28.27	7.89

1) Tekanan Tanah Akibat Gempa *Back Wall* Atas

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

Lebar timbunan tanah, B_y = 9,5 m

Tinggi timbunan tanah, H = 7,5 m

Tinggi timbunan tanah *breast wall*, H' = 2 m

Berat volume tanah timbunan, γ_s = 17 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan, ϕ_1 = 32,5 °

Kohesi tanah timbunan, c_1 = 43,75 17 kN/m^2

Sudut geser antara urugan dan dinding, δ = 26 °

Koefesien percepatan vertikal, k_v = 0 °

Sudut kemringan timbunan, i = 0 °

Kemiringan *abutment*, β_a = 0 °

Koefesien respons gempa elastis C_{sm} = 0,71

Dari data diatas besarnya sudut tekanan tanah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

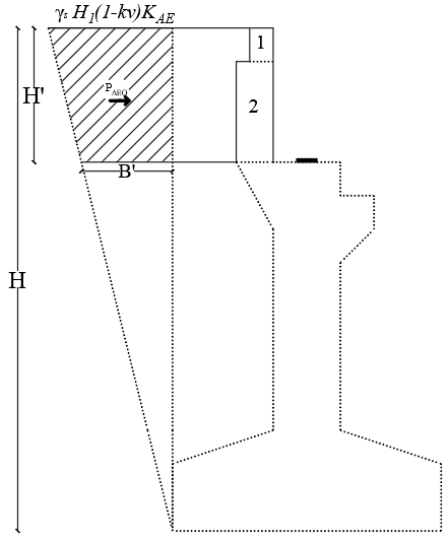
$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$
$$= \tan^{-1}(0{,}42)$$
$$= 22{,}69°$$

Sehingga, nilai koefesien tekanan tanah aktif seismic pada *abutment* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_1-\theta-\beta_a)}{\cos\theta.\cos^2\beta_a.\cos(\delta-\theta-\beta_a)}.\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi_1)\sin(\phi_1-\theta-i)}{\cos((\delta+\theta+\beta_a))\cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2}$$
$$= \frac{\cos^2(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{\cos 22{,}69°.\cos^2 0\,°.\cos(26\,°-22{,}69°-0\,°)}\times$$
$$\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+32{,}5\,°)\sin(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{\cos((26\,°+22{,}69°+0\,°))\cos(0\,°-0\,°)}}\right)^{-2}$$
$$= 0{,}49$$

Lebar tinjauan pada *breast wall*,

$$B' = \frac{\left(\gamma_s.H\prime.((1-kv).K_{AE})\right)*(H-H\prime)}{H}$$
$$= \frac{\left(17\times6\times((1-0\,°)\times0{,}49)\right)\times(7{,}5-2)}{7{,}5}$$
$$= 12{,}18\ \text{kN/m}^2$$



Gambar 5.94 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah

Dampak dari tekanan tanah aktif terhadap beban horizontal dapat dianalisis melalui persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ1} = \frac{1}{2}.\gamma_s.H'.(1-kv).K_{AE}.B_y.H'$$

$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 6 \times (1-0\,°) \times 0{,}49 \times 9{,}5 \times 2$$

$$= 157{,}78\ \text{kN}$$

$$T_{EQ2} = B'.H'.B_{y1}$$

$$= 3{,}88 \times 2\ \times 9{,}5$$

$$= 231{,}41\ \text{kN}$$

Sehingga, perhitungan momen tekanan tanah yang diperoleh akibat gempa dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini

Tabel 5.89 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan	y	T_{TEQ}	M_{TEQ}
			(m)	(kN)	(kNm)
1	T_{TEQ1}	H'.2/3	1.3	157.78	210.37
2	T_{TEQ2}	H'.1/2	1	231.41	231.41
Jumlah				389.19	441.78

d. Rekapitulasi Pembebanan

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi pembebanan pada masing-masing jenis beban yang bekerja pada struktur *back wall* atas Detail rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.90 Rekapitulasi Pembebanan *Back Wall* Atas

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Berat Sendiri	MS	44.10	3.64	-	-	-
2	Tekanan Tanah Aktif	TA	-	0.79	-	3.48	-
B.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Tekanan Tanah Gempa	T_{TEQ}	-	7.89	-	28.27	-

Tabel 5.91 Rekapitulasi Pembebanan *Back Wall* Bawah

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Berat Sendiri	MS	207.90	-3.64	-	-	-
2	Tekanan Tanah Aktif	TA	-	20.04	-	24.92	-
B.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Tekanan Tanah Gempa	T_{TEQ}	-	441.78	-	389.19	-

e. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi yang digunakan mengacu pada (Badan Standarisasi Nasional, 2016). Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall*.

Tabel 5.92 Kombinasi Pembebanan Kuat I *Back Wall* Atas

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	57.33	208.58	-	-	-
2	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.25	-	0.99	-	4.35	-
			Jumlah	57.33	209.57	0.00	4.35	0.00

Tabel 5.93 Kombinasi Pembebanan Kuat I *Back Wall* Bawah

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1.3	270.27	-4.73	-	-	-
2	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.25	-	25.05	-	31.15	-
			Jumlah	270.27	20.32	0.00	31.15	0.00

Tabel 5.94 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I *Back Wall* Atas

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	44.10	3.64	-	-	-
2	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	7.89	-	28.27	-
			Jumlah	44.10	11.53	0.00	28.27	0.00

Tabel 5.95 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I *Back Wall* Bawah

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	207.90	-3.64	-	-	-
2	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	-	441.78	-	389.19	-
			Jumlah	207.90	438.14	0.00	389.19	0.00

f. Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Back Wall*

Untuk memudahkan perhitungan lebar *back wall* yang ditinjau sepanjang 1 meter, analisis dilakukan berdasarkan sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Back Wall* Atas

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Px	Py
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	57.33	209.57	0.00	4.35	0.00
2	Ekstrem I	44.10	11.53	0.00	28.27	0.00

Tabel 5.97 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Back Wall* Bawah

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Px	Py
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	270.27	20.32	0.00	31.15	0.00
2	Ekstrem I	207.90	438.14	0.00	389.19	0.00

Tabel 5.98 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Back Wall* Atas

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	57.33	209.57	4.35	5.46	19.96	0.41
2	Ekstrem I	44.10	11.53	28.27	4.20	1.10	2.69
Nilai Maksimum		57.33	209.57	28.27	5.46	19.96	2.69

Tabel 5.99 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Back Wall* Bawah

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	270.27	20.32	31.15	25.74	1.93	2.97
2	Ekstrem I	207.90	438.14	389.19	19.80	41.73	37.07
Nilai Maksimum		57.33	270.27	438.14	389.19	25.74	41.73

4. Pembebanan *Corebel*

Corbel kerap diaplikasikan dalam proses *jacking* girder pada konstruksi jembatan karena berfungsi sebagai titik penopang yang kuat dan stabil untuk alat pengangkat (*jack*). Penggunaan *corbel* memungkinkan distribusi beban secara merata ke struktur bawah, yang berkontribusi terhadap stabilitas selama proses pengangkatan. Selain itu, *corbel* mendukung pengangkatan bertahap dan sering dimanfaatkan dalam kegiatan pemeliharaan serta perbaikan jembatan, sehingga memastikan operasi pengangkatan *girder* dapat dilakukan dengan tingkat keamanan dan efisiensi yang tinggi.

Pada saat proses *jacking*, terdapat sejumlah gaya yang bekerja pada *corebel*, yaitu gaya yang diakibatkan oleh berat sendiri dari struktur di atasnya, beban mati tambahan, dan berat alat *jacking* itu sendiri. Dari gaya-gaya yang bekerja ini, mengakibatkan memiliki gaya geser yang bekerja pada *corebel*.

Reaksi akibat perletakan berat sendiri struktur atas, P_{MS} = 1280.63 kN

Reaksi akibat perletakan beban maati tambahan, P_{MA} = 757.206 kN

Berat *toe jack*, W = 25 kg

= 0,25 kN

Lebar struktur *corebel* b = 0,5 m

Eksentrisitas $e = \frac{b}{2}$

$= \frac{0,5}{2}$

= 0,25 m

Perhitungan gaya geser yang bekerja pada *corbel* dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.100 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Pada Corbel Kombinasi Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	P (kN)	e (m)	Mx (kNm)	V (kN)	Faktor Beban	Mx (kNm)	V (kN)
1	Berat Sendiri	MS	1280.63	0.25	320.16	1280.63	1.3	416.20	1664.82
2	Beban Mati Tambahan	MA	757.21	0.25	189.30	757.21	2	378.60	1514.41
3	*Toe Jack*	Jack	0.245	0.25	0.06	0.25	2	0.12	0.49
							Jumlah	794.93	3179.72

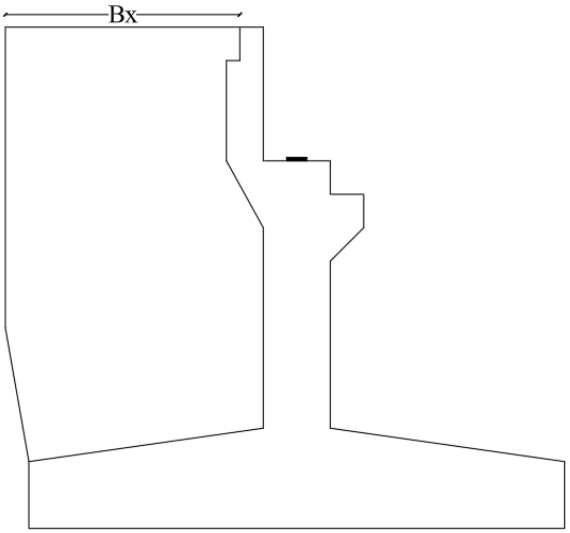
Tabel 5.101 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Corbel*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P (kN)	Mx (kNm)	Px (kN)	P (kN)	Mx (kN)	Px (kN)
1	Kuat I	2038	794.93	3179.72	194	75.71	302.83
Nilai Maksimum		2038.08	794.93	3179.72	194.10	75.71	302.83

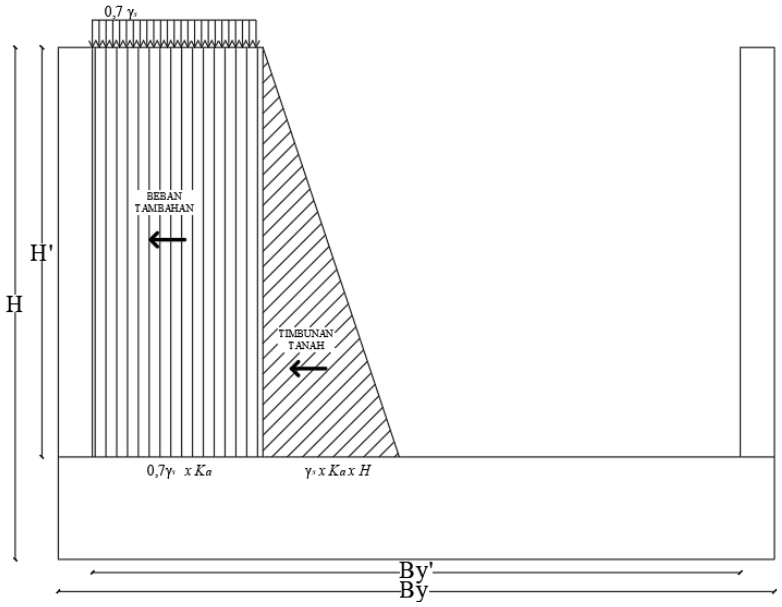
5. Pembebanan Pangkal *Wing Wall*

a. Tekanan Tanah Aktif (T_A)

Adapun diagram tekanan tanah aktif yang bekerja pada *wing wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.95 Panjang *Wing Wall*



Gambar 5.96 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing Wall*

Berat jenis tanah timbunan,	γs	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan	ϕ	=	32,5 °
Sudut pada urukan terhadap garis horizontal,	β	=	0 °
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,	θ	=	90 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	26

Faktor pengurangan kekuatan	K_ϕ^R	=	0,7
Tinggi *abutment*	H	=	7,5 m
Tinggi timbunan tanah y	H'	=	6 m
Lebar *abutment* arah y	B_y	=	10,5 m
Lebar timbunan tanah arah y	B_y'	=	9,5 m
Lebar timbunan tanah arah x	B_x	=	3,5 m

Berdasarkan data di atas, dapat dilakukan perhitungan untuk menentukan tekanan tanah aktif yang bekerja pada *wing wall*. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan tekanan tanah aktif pada *wing wall*.

Sudut geser efektif tanah,

$$\begin{aligned}\phi'_f &= \tan^{-1}\left(K_\phi^R \times \tan\phi\right)\\ &= \tan^{-1}(0{,}7 \times \tan 32{,}5°)\\ &= 66{,}12\,°\end{aligned}$$

Koefesien tanah aktif,

$$\begin{aligned}\Gamma &= \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi'_f+\delta)+\sin(\phi'_f+\beta)}{\sin(\theta+\delta)+\sin(\theta+\beta)}}\right]^2\\ &= \left[1+\sqrt{\frac{\sin(66{,}12\,°+26\,°)+\sin(66{,}12\,°+0\,°)}{\sin(90\,°+26\,°)+\sin(90\,°+0\,°)}}\right]^2\\ &= 4{,}02°\end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}k_a &= \frac{\sin^2(\theta+\phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta\sin((\theta-\delta))]}\\ &= \frac{\sin^2(90\,°+66{,}12\,°)}{\Gamma[\sin^2 90\,°\sin((90\,°-26\,°))]}\\ &= 0{,}05\end{aligned}$$

Dari gambar di atas, maka perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah tanah aktif adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan,

$$\begin{aligned}TA_1 &= 0{,}7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H\\ &= 0{,}7 \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 7{,}5\end{aligned}$$

$= 30{,}8\ \text{kN}$

Gaya tekanan tanah aktif timbunan tanah,

$$TA_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H' \times H'$$
$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 0{,}05 \times 9{,}5 \times 6 \times 6$$
$$= 131{,}95\ \text{kN}$$

Adapun momen yang bekerja pada tekanan tanah aktif *wing wall* dapat dilihat secara lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.102 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Aktif *Wing Wall*

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan thd. O	y(m)	T_{TA} (kN)	M_{TA} (kNm)
1	TA_1	y=H'/2	3.00	30.79	92.36
2	TA_2	y=H'/3	2.00	131.95	263.90
			Jumlah	162.74	356.26

b. Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa (T_{EQ})

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

Tinggi *abutment*	H	=	7,5 m
Tinggi timbunan tanah y	H'	=	6 m
Lebar *abutment* arah y	B_y	=	10,5 m
Lebar timbunan tanah arah y	B_y'	=	9,5 m
Lebar timbunan tanah arah x	B_x	=	3,5 m
Berat volume tanah timbunan,	γ_s	=	17 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan,	ϕ_1	=	32,5 °
Kohesi tanah timbunan,	c_1	=	43,75 17 kN/m^2
Sudut geser antara urugan dan dinding,	δ	=	26 °
Koefesien percepatan vertikal,	k_v	=	0 °
Sudut kemringan timbunan,	i	=	0 °
Kemiringan *abutment*,	β_a	=	0 °
Koefesien respons gempa elastis	C_{sm}	=	0,71

Dari data diatas besarnya sudut tekanan tanah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

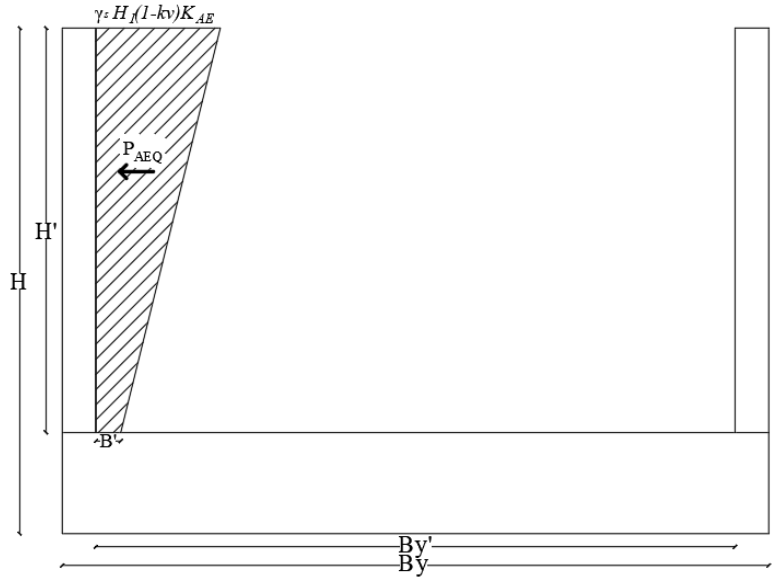
$$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$$
$$= \tan^{-1}(0{,}42)$$
$$= 22{,}69°$$

Sehingga, nilai koefesien tekanan tanah aktif seismic pada *abutment* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_1-\theta-\beta_a)}{\cos\theta.\cos^2\beta_a.\cos(\delta-\theta-\beta_a)}.\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi_1)\sin(\phi_1-\theta-i)}{\cos((\delta+\theta+\beta_a))\cos(i-\beta_a)}}\right)^{-2}$$
$$= \frac{\cos^2(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{\cos 22{,}69°.\cos^2 0\,°.\cos(26\,°-22{,}69°-0\,°)} \times$$
$$\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+32{,}5\,°)\sin(32{,}5\,°-22{,}69°-0\,°)}{\cos((26\,°+22{,}69°+0\,°))\cos(0\,°-0\,°)}}\right)^{-2}$$
$$= 0{,}49$$

Lebar tinjauan pada *breast wall*,

$$B' = \frac{\left(\gamma_s.H'.((1-kv).K_{AE})\right)\times(H-H')}{H}$$
$$= \frac{\left(17\times6\times((1-0\,°)\times0{,}49)\right)\times(7{,}5-6)}{7{,}5}$$
$$= 9{,}96\ \text{kN/m}^2$$



Gambar 5.97 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall* Bawah

Dampak dari tekanan tanah aktif terhadap beban horizontal dapat dianalisis melalui persamaan sebagai berikut.

$$T_{EQ1} = \frac{1}{2}.\gamma_s.H'.\left((1-kv).K_{AE}\right).B_y'.H'$$
$$= \frac{1}{2} \times 17 \times 6 \times (1 - 0\,°) \times 0{,}49 \times 9{,}5 \times 6$$
$$= 1420{,}01\ \text{kN}$$
$$T_{EQ2} = B'.H'.B_y'$$
$$= 9{,}96 \times 6 \times 9{,}5$$
$$= 568\ \text{kN}$$

Sehingga, perhitungan momen tekanan tanah yang diperoleh akibat gempa dapat dilihat lebih detail pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.103 Rekapitulasi Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall*

No.	Gaya Akibat Tekanan Tanah	Lengan	*y*	T_{TEQ}	M_{TEQ}
			(m)	(kN)	(kNm)
1	T_{TEQ1}	H'.2/3	4	1420.01	5680.02
2	T_{TEQ2}	H'.1/2	3	568.00	1704.01
			Jumlah	1988.01	7384.03

c. Rekapitulasi Pembebanan

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi pembebanan pada masing-masing jenis beban yang bekerja pada struktur pangkal *wing wall*. Detail rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.104 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Wing Wall*

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Tekanan Tanah Aktif	TA	-	356.26	-	162.74	-
B.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Tekanan Tanah Gempa	T_{TEQ}	-	7384.03	-	1988.01	-

d. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi yang digunakan mengacu pada (Pembebanan Untuk Jembatan, 2016).Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *wing wall*.

Tabel 5.105 Kombinasi Pembebanan Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Tekanan Tanah Aktif	TA	1.25	-	445.33	-	203.42	-
			Jumlah	0.00	445.33	0.00	203.42	0.00

Tabel 5.106 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Tekanan Tanah Aktif	TA	1	-	356.26	-	162.74	-
2	Tekanan Tanah Gempa	TTEQ	1	7384.03	-	1988.01	-	0
			Jumlah	7384.03	356.26	1988.01	162.74	0

e. Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Wing Wall*

Untuk memudahkan perhitungan lebar *wing wall* yang ditinjau sepanjang 1 meter, analisis dilakukan berdasarkan sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.107 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Wing Wall*

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Px	Py
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	0	445	0	203	0
2	Ekstrem I	7384	356	1988	163	0

Tabel 5.108 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Wing Wall*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	0	445.33	203.42	0	42.41	19.37

Tabel 5.119 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Wing Wall*

No.	Kombinasi	Lebar = 10.5m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2	Ekstrem I	7384	356.26	162.74	703	33.93	15.50
Nilai Maksimum		7384.03	445.33	203.42	703.24	42.41	19.37

5.4.3 Desain Tulangan *Abutment.*

Langkah selanjutnya setelah melakukan analisis pembebanan pada *abutment* adalah melakukan analisis desain tulangan pada *abutment*.

1. Struktur *Breast Wall*.

   Desain tulang breast wall mengacu pada pedoman (Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan, 2004)dan (Badan Standardisasi Nasional, 2019). Adapun analis perhitungan dilakukan pada sumbu lemah struktur breast wall yaitu pada sumbu x. Adapun langkah perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

   a. Rekap momen dan gaya tekan

      Momen dan gaya tekan diambil tinjauan dengan lebar per 1 meter, adapun momen dan gaya tekan yang bekerja pada struktur breast wall diambil pada kombinasi pembebanan ekstrem I. Berdasarkan perhitungan pada sub bab sebelumnya didapatkan nilai momen dan gaya tekan yang bekerja adalah sebagai berikut.

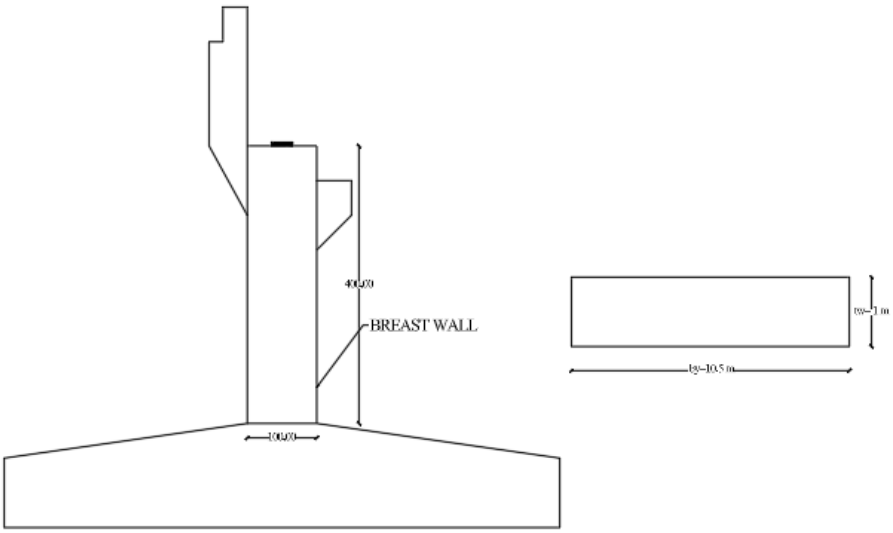
      P_u = 707.94 kN

      V_u = 824.44 kN

      M_u = 3231,51 kNm

   b. Perhitungan sifat penampang

      Berikut merupakan dimensi pada breast wall untuk perhitungan sifat penampang.



Gambar 5. 98 Dimensi *Breast Wall*

Kuat tekan beton, $f'c$ = 30 MPa

tw = 1 m

by = 10,5

Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700\times\sqrt{f'_c}$

$= 4700\times\sqrt{f'_c}$

$= 25742960$ kN/m^2

Luas penampang *breast wall*, $A_c = tw\times by$

$= 10{,}5$ m^2

Momen inersia, $I_c = \frac{1}{12}\times by\times tw^3$

$= \frac{1}{12}\times 10{,}5\times 1^3$

$= 0.88$ m^4

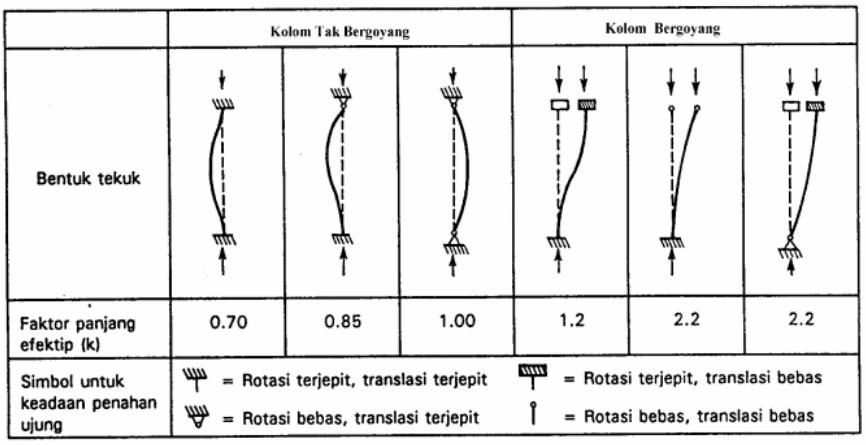
Jari-jari girasi $r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{0.88}{10{,}5}}$

$= 0{,}29$ m

c. Nilai kelangsingan kolom

Berikut merupakan gambar untuk menentukan nilai faktor panjang efektif (*K*).



Gambar 5.99 Faktor Panjang Efektif
(Sumber: Direktorat Jendral Bina Marga, 2021)

Faktor panjang efektif, $k = 2{,}2$

Nilai kelangsingan, $= \frac{KL}{r_c}$

$= \frac{2{,}2}{0{,}29}$

$= 30{,}48$

Karena nilai kelangsingan yang diperoleh adalah 30,48 , dimana nilai tersebut > 22. Maka perlu memperhitungkan faktor pembesaran momen. Adapun perhitungan untuk penentuan pembesaran momen adalah sebagai berikut.

Beban mati *breast wall*,

$DL = P_{MS} + P_{MA}$

$= 3515.76 + 1514.41$

$= 5030.17$ kN

Beban lalu lintas *breast wall*,

$LL = P_{TD} + P_{TP}$

$= 2133.18 + 270$

$= 2403.18$ kN

Perbandingan beban mati terhadap beban tetap,

$\beta_d = \frac{DL}{DL+LL}$

$$= \frac{5030.17}{5030.17+LL}$$

$$= 0.68$$

Kekauan lentur *breast wall*,

$$EI = \frac{0,4\times E_c\times I_c}{1+\beta_d}$$

$$= \frac{0,4\times 25742960.20\times 0.88}{1+0.68}$$

$$= 5373662.85$$

Beban tekuk,

$$P_c = \frac{\pi^2\times EI}{(K+L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2\times 5373662.85}{(2,2+4)^2}$$

$$= 1379706.73 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen,

$$\delta = \frac{1}{\left(1-\frac{P_u}{0,75\times P_c}\right)}$$

$$= \frac{1}{\left(1-\frac{707.94}{0,75\times 1379706.73}\right)}$$

$$= 1,0007$$

Momen ultimit desain,

$$M_u = \delta \times Mu$$

$$= \frac{1}{1,0007\times 3231.51}$$

$$=3233.72$$

d. Desain Tulangan Pokok

Perancangan tulangan utama dilakukan menggunakan metode diagram ϕMn-ϕPn, dengan faktor reduksi yang diterapkan sebesar ϕ = 0,9 untuk Mu dan ϕ = 0,75 untuk Pu. Berdasarkan (Miswar & Rusan Rangan, 2020) ,untuk dinding dengan ketebalan lebih dari 200 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapisan, masing-masing di dekat permukaan dinding. Berikut merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan kebutuhan tulangan utama yang diperlukan.

Gaya tekan ultimit, P_u = 707,94 kN

Momen ulitmit desain,	M_u	=	3231,51 kNm
Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	40 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	25 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	13 mm
Jarak minimum antar tulangan,	s_t	=	25 mm
Lebar,	b	=	1000 mm
Tinggi,	h	=	1500 mm
Persen luas tulangan,		=	0,70 %
Luas penampang,	A_g	=	$b \times h$
		=	1000×1500
		=	1500000 mm^2
Jarak tulangan ke permukaan beton terluar,	d'	=	$P_b+D_s+D_p+\frac{1}{2}s_t$
		=	$40+13+25+\frac{1}{2}.25$
		=	90,5 mm
Tinggi efektif,	d	=	h-d'
		=	1500-90,5
		=	1409,5 mm
Luas tulangan perdiamater pokok,	A_{s1D}	=	$\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^{\,2}$
		=	$\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$
		=	490.87 mm^2
Luas tulangan,	A_s	=	$\% \times A_g$
		=	$0{,}50\ \% \times 1500000$
		=	10500 mm^2
Jumlah tulangan pokok,	n	=	$\frac{A_s}{A_{s1D}}$

$= \frac{10500}{490.87}$

$= 21.39$

Digunakan, $n = 22$

Luas tulangan pokok pakai, $A_{s'} = n \times A_{s1D}$

$= 22 \times 490{,}87$

$= 10799{,}22$ mm

Luas tulangan pokok pakai, $A_{st} = 2 \times A_s$

$= 2 \times 10500$

$= 21598{,}45$ mm

Faktor balok tekan,, $\beta 1 = 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}84$

Regangan kritis beton, $\varepsilon_c = 0{,}003$

Dalam perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan penghitungan persentase luas tulangan pokok pada satu sisi secara berurutan mulai dari 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, 0,9%, hingga 1%.

1) Kondisi desak sentris (M_n=0)

$P_n = 0{,}8 \times \left(0{,}85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y)\right)$

$= 0{,}8 \times \left(0{,}85 \times 30 \times (1500000 - 21598{,}45) + (21598{,}45 \times 420)\right)$

$= 37416470{,}66$ N

$= 37416{,}47$ kN

$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$

$= 0{,}75 \times 37416{,}47$

$= 28062{,}35$ kN

2) Kondisi *balance*

Regangan kritits tulangan tarik,

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$

$= \frac{420}{200000}$

$= 0{,}0021$

Jarak garis netral kondisi seimbang,

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{(\varepsilon_c+\varepsilon_y)} \times d$$
$$= \frac{0{,}003}{(0{,}003+0{,}0021)} \times 1409{,}5$$
$$= 829{,}12 \text{ mm}$$

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a_b = C_b \times \beta_1$$
$$= 829{,}12 \times 0{,}84$$
$$= 693{,}14$$
$$\varepsilon_s = \frac{(d-C_b)}{C_b} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1409{,}5-829{,}12)}{829{,}12} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0021$$

Tegangan pada tulangan tekan,

$$f_s' = \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 394{,}50 \text{ MPa}$$

Gaya tekan kondisi balance,

$$C_{cb} = 0{,}85 \times f'_c \times ab \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times 693{,}14 \times 1000$$
$$= 26512695 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_{sb} = A_s' \times \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 10799{,}22 \times (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 4260294{,}16 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_{sb} = A_s' \times f_y$$
$$= 10799{,}22 \times 420$$
$$= 4535674{,}39 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$$P_n = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$
$$= 26512695 + 4260294{,}16 - 4535674{,}39$$
$$= 26237314{,}77 \text{ N}$$
$$= 26237{,}31 \text{ kN}$$

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_{cb}.\left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2}\right)\right] + \left[C_{sb}.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_{sb}.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[26512695.\left(\frac{1500}{2} - \frac{693{,}14}{2}\right)\right] + \left[4260294{,}16.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[4535674{,}39\,.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 16496926615 \text{ Nmm}$$
$$= 16496{,}93 \text{ kNm}$$

Karena, 0,002 < ε_s < 0,05. Maka, ϕ dapat diperhitungkan dengan persamaan sebagai berikut.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_s - 0{,}002) \times \left(\frac{250}{3}\right)$$
$$= 0{,}65 + (0{,}0021 - 0{,}002) \times \left(\frac{250}{3}\right)$$
$$= 0{,}66$$

Sehingga,

$$\phi P_n = 0{,}66 \times P_n$$
$$= 17272{,}90\text{kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}66 \times M_n$$
$$= 10860{,}48\text{kNm}$$

3) Kondsi patah desak (C>Cb, C= 1,5 Cb)

Jarak garis netral kondisi patah desak,

$$C = C_b \times 1{,}5$$
$$= 829.12 \times 1{,}5$$
$$= 1243{,}68 \text{ mm}$$

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a = C \times \beta_1$$
$$= 1243{,}68 \times 0.84$$

$$= 1039{,}71 \text{ mm}$$

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$
$$= \frac{420}{200000}$$
$$= 0{,}0021$$
$$\varepsilon_s = \frac{(d-C)}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1409{,}5-1243{,}68)}{1243{,}68} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0004$$

Karena nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s = \varepsilon_s \times E_s$$
$$= 0{,}0004 \times 200000$$
$$= 80 \text{ MPa}$$
$$\varepsilon_s' = \frac{(C-d')}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1243{,}68-90{,}5)}{1243{,}68} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0028$$

Karena nilai $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$f_s' = f_y = 420\ MPa$

Gaya tekan kondisi patah desak,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times a \times b$$
$$= 26512695 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 10799{,}22 \times (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 4260294{,}16 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s$$
$$= 10799{,}22 \times 80$$

$= 863937{,}98$ N

Kapasitas gaya aksial nominal,

$P_n = C_c + C_s - T_s$

$= 26512695 + 4260294{,}16 - 863937{,}98$

$= 29909051{,}18$ N

$= 29909{,}05$ kN

Momen nominal,

$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$

$= \left[26512695.\left(\frac{1500}{2} - \frac{693{,}14}{2}\right)\right] + \left[4260294{,}16.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[863937{,}98\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$

$= 9481148501{,}52$Nmm

$= 9481.15$ kNm

Karena nilai $\varepsilon_s < 0{,}002$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,75. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$

$= 22431{,}79$kN

$\phi M_n = 0{,}75 \times M_n$

$= 7110{,}86$ kNm

4) Kondisi patah tarik (C<Cb, C= 0,5 Cb)

Jarak garis netral kondisi patah tarik,

$C = C_b \times 1{,}5$

$= 829{,}12 \times 0{,}5$

$= 414{,}56$ mm

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$a = C \times \beta_1$

$= 414{,}56 \times 0.84$

$= 346{,}57$ mm

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$
$$= \frac{420}{200000}$$
$$= 0{,}0021$$
$$\varepsilon_s = \frac{(d-C)}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1409{,}5-414{,}56)}{414{,}56} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0072$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s = f_y = 420$$
$$\varepsilon_s' = \frac{(C-d')}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(414{,}56-90{,}5)}{414{,}56} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0023$$

Karena nilai ε_s' $< \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s' = \varepsilon_s' \times E_s$$
$$= 0{,}0023 \times 200000$$
$$= 469{,}02 \text{ MPa}$$

Gaya tekan kondisi patah desak,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times 346{,}57 \times b$$
$$= 8837565 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times \left(f_s' - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 10799{,}22 \times (469{,}02 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 4789643{,}89 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s'$$
$$= 10799{,}22 \times 469{,}02$$
$$= 5065024{,}12 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$
$$= 8837565 + 4789643{,}89 - 5065024{,}12$$
$$= 8562184{,}77\ \text{N}$$
$$= 8562{,}18\text{kN}$$

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[8837565\,.\left(\frac{1500}{2} - \frac{346{,}57}{2}\right)\right] + \left[4789643{,}89\,.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[5065024{,}12\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 774903012{,}40\ \text{Nmm}$$
$$= 7749{,}03\ \text{kNm}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > 0{,}005$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,9. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$$
$$= 7705{,}97\text{kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}75 \times M_n$$
$$= 6974{,}13\ \text{kNm}$$

5) Kondisi lentur murni (Pn=0)

Gaya tekan kondisi lentur murni,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times (\beta_1.\,c) \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times (0{,}84.\,c) \times 1000$$
$$= 21318\ c$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_y$$
$$= 10799{,}22 \times 420$$
$$= 4535674{,}39\ \text{N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times f_s'$$
$$A_s' = 10799{,}22$$

Karena nilai c tidak diketahui dalam perhitungan ini, sehingga perlu mencari nilai c terlebih dahulu untuk dapat menghitung ke dalam balok tekan ekuivalen, adapun perhitungan mencari nilai c adalah sebagai berikut.

$f_s' = E_s . \varepsilon_s'$

$f_s' = E_s . \left(\frac{\varepsilon_c}{c} . (c - d) \right)$

Sehingga, keseimbangan gaya pada beton dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$T_s = C_c + C_s$

$4535674{,}39 = 21318.00\ c + A_s' \times 200000 \times \left(\frac{0{,}003}{c} \times (c - 90{,}5) \right)$

Persamaan di atas dikalikan dengan nilai c untuk menyederhanakan bilangan, sehingga persamaan menjadi seperti berikut ini.

$\left[3298672{,}29 = 21318{,}00\ c + A_s' \times 200000 \times \left(\frac{0{,}003}{c} \times (c - 90{,}5) \right) \right] \times c$

$4535674{,}39\ c = 21318\ c^2 + 2159844949\ c \times \left(0{,}003 + (-0.27) \right)$

$4535674{,}39\ c = 21318\ c^2 + 4712388{,}98\ c - 586397903.7$

$0 = 21318\ c^2 + 1943860{,}45\ c - 586397903{,}7$

Dari persamaan di atas dapat dihitung dengan rumus ABC. Sehingga nilai c yang di dapatkan dari persamaan rumus ABC adalah sebagai berikut.

$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

Untuk persamaan kondisi 1,

$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

$c = \frac{-1943860{,}45 + \sqrt{1943860{,}45^{\,2} - 4 \times 21318 \times -586397903{,}7}}{221318}$

$c = 126{,}41$

Untuk persamaan kondisi 2,

$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

$$c = \frac{-1943860{,}45 - \sqrt{1943860{,}45^2 - 4 \times 21318 \times -586397903{,}7}}{221318}$$

$$c = -217{,}60$$

Dari 2 nilai tersebut nilai yang digunakan yaitu adalah nilai positif yaitu c=126,41. Sehingga kedalaman kapasitas gaya aksial nominal dan momen nominal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a = C \times \beta_1$$
$$= 126{,}41 \times 0{,}84$$
$$= 105{,}68 \text{ mm}$$

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$
$$= \frac{420}{200000}$$
$$= 0{,}0021$$

$$\varepsilon_s' = \frac{(C - d')}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(126{,}41 - 90{,}5)}{112{,}12} \times 0{,}003$$
$$= 0.03$$

Karena nilai ε_s' < ε_y , Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s' = \varepsilon_s' \times E_s$$
$$= 0{,}03 \times 200000$$
$$= 170{,}46 \text{ MPa}$$

Karena nilah $f'_s < f_y$ maka, yang digunakan dalam perhitungan adalah f'_s. Sehingga.

Gaya tekan kondisi lentur murni,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$
$$= 0{,}85 \times 40 \times 105{,}68 \times 1000$$
$$= 2694877{,}50 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0{,}85 \times f'_c)$$

$$= A_s' \times \left(f_s' - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 1565416{,}67 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s$$
$$= 10799{,}22 \times 420$$
$$= 4535674{,}39 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$P_n = 0$ kN

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[2694877{,}50 \ .\left(\frac{1500}{2} - \frac{93{,}73}{2}\right)\right] + \left[1565416{,}67\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[4535674{,}39\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 3504047068 \text{ Nmm}$$
$$= 3504{,}05 \text{ kNm}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > 0{,}005$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,9. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$$\phi P_n = 0 \text{ kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}9 \times M_n$$
$$= 3153{,}64 \text{ kNm}$$

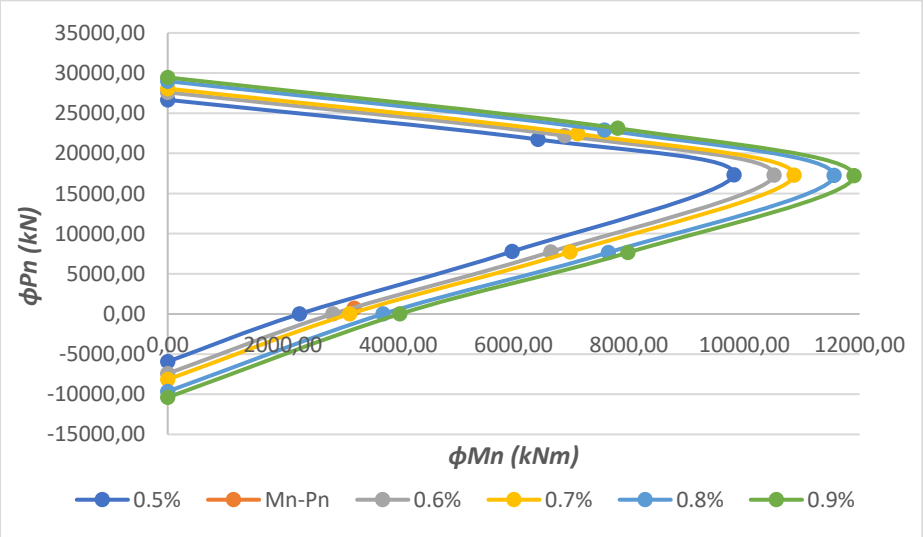
6) Kondisi tarik sentris

Kapasitas gaya aksial momen,

$$P_n = -(A_s + A_s') \times f_y$$
$$= -(10500 + 10799{,}22) \times 420$$
$$= -9071348.787 \text{ N}$$
$$= -9071.35 \text{ kN}$$
$$\phi = 0{,}9$$
$$\phi P_n = -8164{,}21 \text{ kN}$$
$$\phi M_n = 0 \text{ kNm}$$

7) Rekapitulasi hasil

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan ϕM_n - ϕP_n desain tulangan dari tiap kondisi yang terjadi dan dari beberapa percobaan luas tulangan longitudinal terhadap luas penampang bruto beton di satu sisi berturut-turut sebesar 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, dan 0,9 %.



Gambar 5.100 Diagram Interaksi ϕM_n - ϕP_n

e. Cek Tulangan Pokok

Luas penampang, A_g = 1500000 mm^2

Luas tulangan digunakan A_{st} = 21598,45 mm

Digunakan jarak antar tulangan

$$s = \frac{A_g}{A_{st}} = \frac{1500000}{21598,45} = 69,45 \text{ mm}$$

Digunakan, s = 50 mm

Jarak tulangan minimal,

$$A_{smin1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d = \frac{\sqrt{300}}{4 \times 420} \times 1000 \times 1409,5 = 4595,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 1409,5$$

Digunakan, nilai yang terbesar 4698,33 mm^2

Sehingga, dari data di atas jarak tulangan maksimal untuk tulangan utama dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

Jarak tulangan maksimal,

$$A_{smaks} = 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$= 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times 0{,}84 \times \frac{30}{420} \times 1000 \times 1409{,}5$$

$$= 30660{,}94 \text{ mm}$$

Cek rasio tulangan sebenarnya,

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \times 100\%$$

$$= \frac{21598{,}45}{1500000} \times 100\%$$

$$= 1{,}44\ \%$$

Adapun syarat jarak tulangan utama adalah sebagai berikut.

$A_{smin} < A_{st} < A_{smaks}$, dimana nilai yang diperoleh dari hasil perhitungan di atas adalah sebagai berikut.

4698,33 <21598,45 <30660,94

Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan syarat jarak antar tulangan utama yang digunakan pada untuk struktur *breast wall* pada *abutment* sudah memenuhi persyaratan. Sehingga, dapat disimpulkan tulangan utama yang digunakan struktur *breast wall* pada *abutment* adalah 25 D – 50 mm

f. Cek Stabilitas *P-Δ*

Menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2016) ,perpindahan lateral kolom atau pilar dalam arah longitudinal atau transversal harus memenuhi ketentuan berikut.

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

Adapun data yang didapatkan dari perhitungan sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit, Pu = 707,94 kN

Momen ultimit desain, M_u = 3231,51 kNm

Momen nominal, ϕM_n = 5051,81 kNm

Faktor reduksi lentur, ϕ = 0,9

Modulus elastisitas beton, E_c = 25742960,20 kN/m^3

Momen Inersia, I_c = 0,88 m^4

Faktor modifikasi respoon R = 3

Periode mode getar arah x, T_x = 1,43 detik

Periode panjang, T_s = 0,78 detik

1,25 T_s = 0,98 detik

Karena $T_x < 1.25\ T_s$ Maka

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1{,}25T_s}{T_x} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{0{,}98}{1{,}43} + \frac{1}{3}$$

$$= 0{,}79$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis,

$$\Delta_e = \frac{M_u \times L^2}{EI}$$

$$= \frac{3231{,}51 \times 4^2}{25742960{,}20 \times 0{,}88}$$

$$= 0{,}0018 \text{ m}$$

Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar pondasi,

$$\Delta = R_d \times \Delta_e$$

$$= 0{,}79 \times 0{,}0018$$

$$= 0{,}0014 \text{ m}$$

Adapun persyaratan stabilitas *P-Δ* adalah sebagai berikut.

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

Sehingga,

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

0,0014 ×707,94 < 0,25×5051,81

0,98 < 1262,95 (STABIL)

Karena nilai $0{,}98 < 1262{,}95$ sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka stabilitas *P-Δ* dapat disimpulkan stabil.

g. Desain Tulangan Geser

Adapun data yang diperlukan untuk menghitung kebutuhan tulangan geser diambil dari nilai gaya horizontal berdasarkan pembebanan *breast wall*. Berikut merupakann data dan perhitungan kebutuhan tulangan geser.

Gaya geser rencana, V_u = 824,44 kN

Gaya tekan ultimit, P_u = 707,94 kN

Diameter tulangan geser, D_g = 16 mm

Luas satu tulangan geser, $A_{sg} = \frac{1}{4} \times \pi \times {D_g}^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$

= 201,06 mm

Lebar, b = 1000 mm

Tinggi, h = 1500 mm

Luas penampang *breast wall* $A_g = b \times h$

$= 1000 \times 1500$

$= 1500000\ mm^2$

Tinggi efektif, d = 1409,5 mm

Dari data di atas gaya geser yang dapat ditahan oleh struktur beton dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\phi V_c = 0{,}75 \times \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A}\right) \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b \times d$$

$$= 0{,}75 \times \left(1 + \frac{707{,}94}{14 \times 1500000}\right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 1409{,}5$$

$$= 997550{,}74\ N$$

$$= 997{,}55\ kN$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$ atau $824{,}44 < 997{,}55$. Maka, jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

S_{min}=0,5×h

$= 0{,}5 \times 1500$

$= 750$ mm

Syarat 2,

S_{min}=300 mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 16D-300.

h. Desain tulangan pengekang

Gaya tekan ultimit, P_u = 707,94 kN

Gaya tekan nominal, ϕP_n = 2529,08 kN

Adapun penentuan desain tulangan pengekang adalah sebagai berikut.

$P_u \leq 0{,}5\phi P_n$

Sehingga,

$707{,}94 \leq 0{,}5 \times 2529{,}08$

$707{,}94 \leq 1264{,}5$

Karena nilai $707{,}94 \leq 1264{,}5$. Maka, tidak diperlukan perhitungan lebih lanjut untuk tulangan pengekang, kemudian tulangan pengekang dipasang setia 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang yang digunakan adalah 13D-300

i. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Breast Wall.*

Hasil rekapitulasi penulangan pada *breast wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.109 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada *Breast Wall*

Jenis Tulangan	**Digunakan Tulangan**
Tulangan Pokok	25D-50
Tulangan Geser	16D-300
Tulangan Pengekang	13D-300

Dari tabel di atas didapatkan hasil desain penulangan untuk struktur *breast wall* adalah seperti gambar di bawah ini.

2. Struktur *Back Wall* Atas

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit, P_u = 5,46 kN

Gaya geser ultimit V_u = 2,69 kN

Momen ulitmit desain, M_u = 19,96 kNm

Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	40 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	16 mm
Diameter tulangan pokok,	D_b	=	13 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	10 mm
Lebar,	b	=	1000 mm
Tinggi,	h	=	350 mm
Faktor reduksi	ϕ	=	0,9
Faktor balok tekan,,	$\beta 1$	=	$0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$
		=	$0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$
		=	0,84
Momen nominal,	M_n	=	$\frac{M_u}{\phi}$
		=	$\frac{19{,}96}{0{,}9}$
		=	22,18 kNm
Tinggi efektif,	d	=	$h - P_b - D_b - 0{,}5D_p$
			$350 - 40 - 13 - 0{,}5\,.\,16$
			289 mm
Nilai tahanan lentur,	R_n	=	$\frac{M_n}{b \times d^2}$
			$\frac{22{,}18}{1000 \times 289^2}$
			0,27 MPa
Nilai m	m	=	$\frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$
		=	$\frac{420}{0{,}85 \times 30}$
		=	16,47

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$
$$= \frac{1,4}{420}$$
$$= 0,0033$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$
$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \times \frac{600}{600+420}$$
$$= 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance}$$
$$= 0,75 \times 0,03$$
$$= 0,023$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$$
$$= \frac{1,4}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,27}{420}}\right)$$
$$= 0,001$$

Dari perhitunga di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan pokok,

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$$
$$= \frac{1,4}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,27}{420}}\right)$$
$$= 0,001$$

$$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$$
$$= 0,0033 \times 1000 \times 289$$
$$= 963,33 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2 \times b}{A_{sperlu}}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{963,33}$$

$= 208{,}71$ mm

$= 200$ mm

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_p{}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 16\times 1000}{200}$$

$= 1005{,}31$ mm^2

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

$1005{,}31 > 963{,}33$

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *back wall* atas adalah 16D-200.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$

$$= 50\% \times 1005{,}31$$

$= 502{,}65$ mm^2

Jarak tulangan bagi,

$$S = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_b{}^2\times b}{A_{s'perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{502{,}65}$$

$= 264{,}06$ mm

$= 250$ mm

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{250}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_g{}^2 \times b}{S}$$

$$= 530{,}93 \text{mm}^2$$

Cek persyaratan,

$A_{s,terpasang} > A_{s,perlu}$

530,93>502,65

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *back wall* atas adalah 13D-250.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 289$$

$$= 263819{,}70 \text{ N}$$

$$= 263{,}82 \text{ kN}$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$$

$$= 0{,}75 \times 263{,}82$$

$$= 197{,}86 \text{ kN}$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

197,86>2,69

Karena nilai $\phi V_c > V_u$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$$S_{min} = 0{,}5 \times b$$

$$= 0{,}5 \times 1000$$

$$= 500 \text{ mm}$$

Syarat 2,

S_{min}=300 mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 10 D-300.

3. Struktur *Back Wall* Bawah

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit,	P_u	=	25,74 kN
Gaya geser ultimit	V_u	=	37,07 kN
Momen ulitmit desain,	M_u	=	41,73 kNm
Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	40 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	16 mm
Diameter tulangan pokok,	D_b	=	13 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	10 mm
Lebar,	b	=	1000 mm
Tinggi,	h	=	550 mm
Faktor reduksi	ϕ	=	0,9
Faktor balok tekan,,	$\beta 1$	=	$0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$
		=	$0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$
		=	0,84
Momen nominal,	M_n	=	$\frac{M_u}{\phi}$
		=	$\frac{41{,}73}{0{,}9}$
		=	22,18 kNm
Tinggi efektif,	d	=	$h - P_b - D_b - 0{,}5D_p$
			$550 - 40 - 13 - 0{,}5 \,.\, 16$
			489 mm

Nilai tahanan lentur, $R_n = \frac{22,18}{b \times d^2}$

$\frac{22,18}{1000 \times 489^2}$

0,19 MPa

Nilai m $m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c}$

$= \frac{420}{0,85 \times 30}$

$= 16,47$

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= \frac{1,4}{420}$

$= 0,0033$

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

$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \times \frac{600}{600+420}$

$= 0,03$

$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance}$

$= 0,75 \times 0,03$

$= 0,023$

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

$= \frac{1,4}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,19}{420}}\right)$

$= 0,001$

Dari perhitunga di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan pokok,

$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0,0033 \times 1000 \times 489$

$$= 1630 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_p{}^2\times b}{A_{sperlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 16^2\times 1000}{1630}$$

$$= 123{,}35 \text{ mm}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_p{}^2\times b}{A_{sperlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 16\times 1000}{100}$$

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

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

2010,62>1630

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *back wall* bawah adalah 16D-100.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$

$$= 50\% \times 2010{,}62$$

$$= 1005{,}31 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan bagi,

$$S' = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_b{}^2\times b}{A_{s'perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{1005{,}31}$$

$= 132{,}03$ mm

$= 100$ mm

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_g{}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{100}$$

$$= 1327{,}32 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

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

1327,32>1005,31

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *back wall* bawah adalah 13D-100.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$$= \frac{1}{6}\times\sqrt{30}\times 1000\times 489$$

$$= 446393{,}88 \text{ N}$$

$$= 446{,}39 \text{ kN}$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75\times V_c$$

$$= 0{,}75\times 334795{,}41$$

$$= 334{,}80 \text{ kN}$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

334,80>37,07

Karena nilai $\phi V_c > V_u$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$S_{min} = 0{,}5 \times b$

$= 0{,}5 \times 1000$

$= 500$ mm

Syarat 2,

S_{min}=300 mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 10 D-300.

d. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Back Wall*

Hasil rekapitulasi penulangan pada *Back Wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.110 Rekapitulasi Penulangan *Back Wall*

Jenis Tulangan	**Digunakan Tulangan**
***Back Wall* Atas**	
Tulangan Pokok	16D-200
Tulangan Bagi	13D-250
Tulangan Geser	10D-300
***Back Wall* Bawah**	
Tulangan Pokok	16D-100
Tulangan Bagi	13D-100
Tulangan Geser	10D-300

4. Struktur *Corebel*

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit, P_u = 194,10 kN

Gaya geser ultimit V_u = 302,83 kN

Momen ulitmit desain, M_u = 75,71 kNm

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu baja tulangan, f'_y = 420 MPa

Modulus elastistas baja tulangan, E_s = 200000 MPa

Tebal selimut beton, P_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D_p = 16 mm

Diameter tulangan pokok, D_b = 13 mm

Diameter tulangan sengkang/geser, D_s = 10 mm

Lebar, b = 1000 mm

Tinggi, h = 500 mm

Faktor reduksi ϕ = 0,9

Faktor balok tekan,, $\beta 1$ = $0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

= $0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

= 0,84

Momen nominal, M_n = $\frac{M_u}{\phi}$

= $\frac{75{,}71}{0{,}9}$

= 84,12 kNm

Tinggi efektif, d = $h - P_b - D_b - 0{,}5D_p$

$500 - 40 - 13 - 0{,}5 \,.\, 16$

439 mm

Nilai tahanan lentur, R_n = $\frac{22{,}18}{b \times d^2}$

$\frac{22{,}18}{1000 \times 439^2}$

0,44 MPa

Nilai m m = $\frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$

= $\frac{420}{0{,}85 \times 30}$

= 16,47

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

ρ_{min} $= \frac{1{,}4}{f_y}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}0033$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$
$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \times \frac{600}{600+420}$$
$$= 0,03$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance}$$
$$= 0,75 \times 0,03$$
$$= 0,023$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$$
$$= \frac{1,4}{16,47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,44}{420}}\right)$$
$$= 0,001$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan pokok,

$$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$$
$$= 0,0033 \times 1000 \times 439$$
$$= 1463,33 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2 \times b}{A_{sperlu}}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1463,33\ 0}$$
$$= 137,40 \text{ mm}$$
$$= 100 \text{ mm}$$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2 \times b}{S}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16 \times 1000}{100}$$
$$= 2010,62 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

2010,62>1463,33

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *corebel* bawah adalah 16D-100.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$
$$= 50\% \times 2010{,}62$$
$$= 1005{,}31 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan bagi,

$$S' = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_b^2 \times b}{A_{s'perlu}}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 1000}{1005{,}31}$$
$$= 132{,}03 \text{ mm}$$
$$= 100 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_g^2 \times b}{S}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 1000}{100}$$
$$= 1327{,}32 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

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

1327,32>1005,31

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *corebel* bawah adalah 13D-100.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 439$

$= 400750{,}34$ N

$= 400{,}75$ kN

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$

$= 0{,}75 \times 400{,}75$

$= 300{,}56$ kN

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

334,80>302,53

Karena nilai $\phi V_c > V_u$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$S_{min} = 0{,}5 \times b$

$= 0{,}5 \times 1000$

$= 500$ mm

Syarat 2,

S_{min}=300 mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 10 D-300.

d. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Corebel*

Hasil rekapitulasi penulangan pada *corebel* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.111 Rekapitulasi Penulangan *Corebel*

Jenis Tulangan	Digunakan Tulangan
Tulangan Pokok	16D-100
Tulangan Bagi	13D-100
Tulangan Geser	10D-300

5. Struktur *Wing Wall*

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit, P_u = 703,24 kN

Gaya geser ultimit V_u = 19,37 kN

Momen ulitmit desain, M_u = 42,41 kNm

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu baja tulangan, f'_y = 420 MPa

Modulus elastistas baja tulangan, E_s = 200000 MPa

Tebal selimut beton, P_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D_p = 16 mm

Diameter tulangan pokok, D_b = 13 mm

Diameter tulangan sengkang/geser, D_s = 10 mm

Lebar, b = 1000 mm

Tinggi, h = 500 mm

Faktor reduksi ϕ = 0,9

Faktor balok tekan,, $\beta 1 = 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}84$

Momen nominal, $M_n = \frac{M_u}{\phi}$

$= \frac{42{,}41}{0{,}9}$

$= 47{,}12$ kNm

Tinggi efektif, $d = h - P_b - D_b - 0{,}5D_p$

$500 - 40 - 13 - 0{,}5 \,.\, 16$

439 mm

Nilai tahanan lentur, $R_n = \frac{22{,}18}{b \times d^2}$

$\frac{22{,}18}{1000 \times 439^2}$

$0{,}24$ MPa

Nilai m $m = \frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 30}$

$= 16{,}47$

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}0033$

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

$= \frac{0{,}85 \times 30 \times 0{,}84}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$

$= 0{,}03$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$

$= 0{,}75 \times 0{,}03$

$= 0{,}023$

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

$= \frac{1{,}4}{16{,}47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16{,}47 \times 0{,}24}{420}}\right)$

$= 0{,}001$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0033$

Luas tulangan pokok,

$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0{,}0033 \times 1000 \times 439$

$= 1463{,}33\ mm^2$

Jarak tulangan pokok,

$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p{}^2 \times b}{A_{sperlu}}$

$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1463{,}33\ 0}$

$= 137{,}40\ mm$

$= 100\ mm$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p{}^2 \times b}{S}$

$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16 \times 1000}{100}$

$= 2010{,}62\ mm^2$

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

2010,62>1463,33

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *wing wall* bawah adalah 16D-100.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$

$= 50\% \times 2010{,}62$

$= 1005{,}31\ mm^2$

Jarak tulangan bagi,

$$S' = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_b{}^2\times b}{A_{s'perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{1005{,}31}$$

$$= 132{,}03 \text{ mm}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_g{}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 13\times 1000}{100}$$

$$= 1327{,}32 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

$A_{s\prime terpasang} > A_{s\prime perlu}$

1327,32>1005,31

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *wing wall* bawah adalah 13D-100.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$$= \frac{1}{6}\times\sqrt{30}\times 1000\times 439$$

$$= 400750{,}34 \text{ N}$$

$$= 400{,}75 \text{ kN}$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75\times V_c$$

$$= 0{,}75\times 400{,}75$$

$$= 300{,}56 \text{ kN}$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

300,56>19,37

Karena nilai $\phi V_c > V_u$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$$S_{min} = 0{,}5 \times b$$
$$= 0{,}5 \times 1000$$
$$= 500 \text{ mm}$$

Syarat 2,

S_{min}=300 mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 10 D-300.

d. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Wing wall*

Hasil rekapitulasi penulangan pada *wing wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.112 Rekapitulasi Penulangan *Wing Wall*

Jenis Tulangan	**Digunakan Tulangan**
Tulangan Pokok	16D-100
Tulangan Bagi	13D-100
Tulangan Geser	10D-300

5.4.4 Pondasi *Abutment*

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi mengalirkan beban bangunan ke tanah atau lapisan di bawahnya. Adapun jenis pondasi yang digunakan pada perencanaan jembatan Sanggarahan yaitu menggunakan pondasi tiang pancang.

1. Data Teknis

Adapun data tanah yang diperoleh adalah data tanah dengan CPT sehingga, perlu di interpolasi untuk mengetahui nilai N SPT. Berikut merupakan hasil interpolasi nilai CPT ke NSPT.

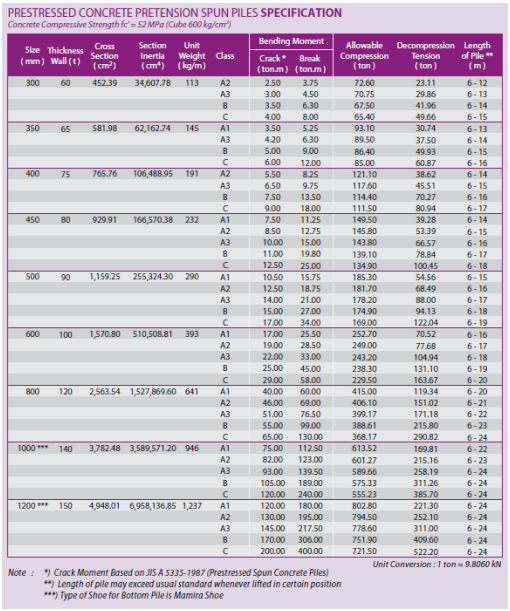
Tabel 5.113 Data Teknis Pondasi *Abutment*

Kedalaman	SPT	CPT	Nilai CPT	Nilai SPT
(m)	(N)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	(N)
1	4	20	28	6.4
	10	40		
2	10	40	104	26
	30	120		
3	50	200	236	59
	50	200		
4	30	120	136	34
	50	200		
5	30	120	168	42
	50	200		
6	4	20	40	10
	10	40		
7	10	40	44	11
	30	120		
8	10	40	116	29
	30	120		
9	4	20	36	8.8
	10	40		
10	50	200	220	55
	50	200		
11	50	200	252	80
	50	200		
12	30	120	164	41
	50	200		
13	50	200	316	79
	50	200		
14	50	200	344	86
	50	200		
15	50	200	260	65
	50	200		
16	30	120	156	39
	50	200		
17	30	120	188	47
	50	200		
18	30	120	160	40
	50	200		

Lanjutan Tabel 5.113 Data Teknis Pondasi *Abutment*

Kedalaman	SPT	CPT	Nilai CPT	Nilai SPT
(m)	(N)	(kg/cm2)	(kg/cm2)	(N)
19	30	120	176	44
	50	200		
20	30	120	176	44
	50	200		

Pada perencanan desain pondasi *abutment*, direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diamter 0,8 m. Adapun produk tiang pancang yang digunakan adalah produk tiang pancang dari PT. Wika Beton. Berikut merupakan spesifikasi tiang pancang yang diberikan oleh PT. Wika Beton



PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment Crack * (ton.m)	Bending Moment Break (ton.m)	Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (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
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
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
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
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
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
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
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
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
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	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

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*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*

Gambar 5.101 Spesifikasi Tiang Pancang

Berikut merupakan data pembebanan dan data teknis yang digunakan dalam desain fondasi struktur *abutment*.

Gaya tekan ultimit beban tetap, $P = 8171{,}58$ kN

Gaya geser ultimit beban tetap, $V_x = 1233{,}80$ kN

$V_y = 0$ kN

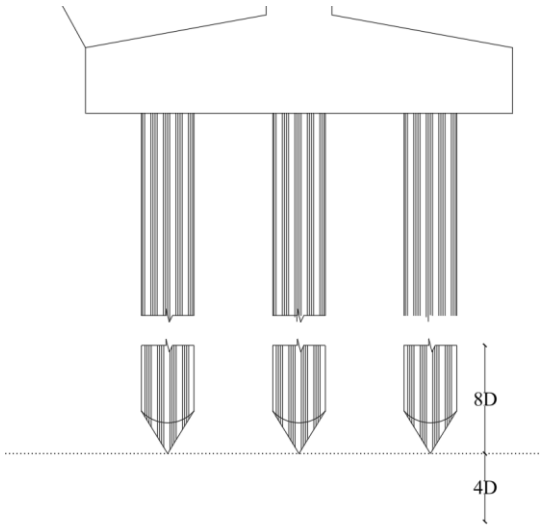
Momen ultimit beban tetap, $M_x = 8134{,}91$ kNm

$M_y = 0$ kNm

Gaya tekan ultimit beban gempa,	P'	=	628,58 kN
Gaya geser ultimit beban gempa,	V_x'	=	5504,32 kN
	V_y'	=	5557,62 kN
Momen ultimit beban gempa,	M_x'	=	25878,83 kNm
	M_y'	=	7502,79 kNm
Diameter tiang pancang,	D	=	1 m
Kelas tiang pancang,		=	C
Daya dukun izin tiang pancang,	Q_p	=	555,23 ton
Momen ultimit tiang pancang,	M_{u_TP}	=	240 ton.m
Kedalaman tiang pancang,	H	=	15 m
		=	49,2 ft
Keliling selimut tiang,	p	=	$\pi \times D$
		=	3,14 m
		=	10,30 ft
Luas tiang pancang,	A_p	=	$\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
		=	$\frac{1}{4} \times \pi \times 1^2$
		=	0,79 m^3
Berat permeter tiang pancang,	w	=	946 kg/m
		=	9,28 kN/m
Berat tiang pancang,	W_p	=	$w \times H$
		=	$w \times 49{,}2$
		=	139,25 kN

2. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

   Perhitungan nilai rerata SPT diambil 8D dari elevasi atas permukaan bawah tiang dan 4D dari elevasi permukaan bawah tiang ke permukaan tanah.



Gambar 5.102 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Elevasi 8D diatas permukaan tiang, $8D = H - 8D$

$= 15 - 8 \times 1$

$= 7$ m

Elevasi 4D di bawah permukaan tiang, $4D = H + 4D$

$15 + 4 \times 1$

19 m

Nilai N di bawah ujung tiang, $N1 = 42{,}50$

Nilai N di atas ujung tiang $N2 =$

Nilai N rerata $N_{rerata} = \frac{N1+N2}{2}$

$= \frac{42{,}50+55{,}48}{2}$

$= 48{,}99$

Dari data di atas, maka kapasitas tahanan ujung tiang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$Q_p = 400 \times A_p \times N_{rerata}$

$= 400 \times 0{,}79 \times 48{,}99$

$= 15389{,}88$ kN

$= 1570{,}40$ ton

3. Kapasitas Ujung Tiang

Luas selimut tiang,

$$A_s = p \times H$$
$$= 10{,}30 \times 49{,}2$$
$$= 506{,}98 \text{ ft}^2$$

Daya dukung friksi tiang,

$$Q_s = \frac{A_S \times N_{rerata}}{50}$$
$$= \frac{506{,}98 \times 48{,}99}{50}$$
$$= 496{,}71 \text{ ton}$$
$$= 4867{,}77 \text{ kN}$$

4. Kapasitas Tahanan Ultimit Tiang

Daya dukung ultimit tiang pancang,

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$
$$= 15389{,}88 + 4867{,}77 - 139{,}25$$
$$= 20118{,}39 \text{ kN}$$

5. Kapasitas Tahanan Ijin Tiang

Safety Faktor,

$$SF = 3$$

Daya dukung izin tiang pancang,

$$SF = 3$$
$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$$
$$= \frac{20118{,}39}{3}$$
$$= 6706{,}13 \text{ kN}$$

6. Penentuan Jumlah Tiang Pancang,

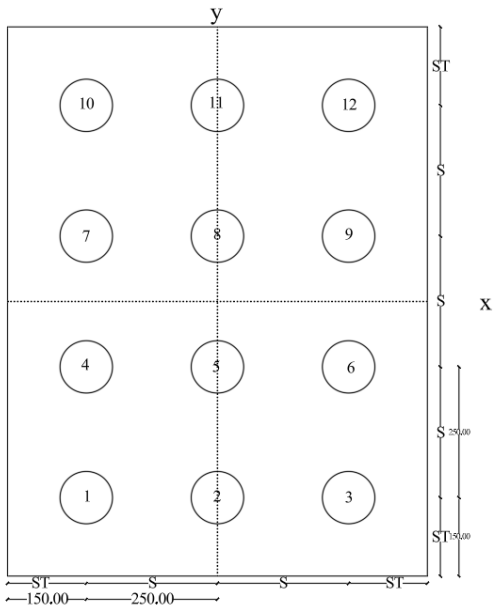
Jumlah beban yang diterima pondasi,

$$P_u = P + P'$$
$$= 8171{,}58P + 628{,}58$$
$$= 8800{,}17 \text{ kN}$$

Jumlah tiang pancang yang digunakan,

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}}$$
$$= \frac{8800,17}{6706,13}$$
$$= 1,31$$

Dalam beberapa percobaan yang telah dilakukan, jumlah tiang harus ditambah jika kontrol gaya lateral tidak terpenuhi. Oleh karena itu, pada abutmen digunakan sebanyak 15 tiang, dan konfigurasi tiang yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.103 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antara tiang pancang,

$$S = 2,5D \leq S \leq 3D$$
$$= 2,5 \leq S \leq 3$$
$$= 2,5$$

Syarat jarak tiang ke tepi,

$$S_T = 1,5D \leq S \leq 2D$$
$$= 1,5 \leq S \leq 2$$
$$= 1,5$$

7. Kontrol Gaya Pada Tiang Pancang,

   Berikut merupakan data-data yang digunakan untuk melakukan kontrol gaya pada tiang pancang.

Gaya tekan ultimit beban tetap,	P	=	8171,58 kN
Momen ultimit beban tetap,	M_x	=	8134,91 kNm
	M_y	=	0 kNm
Gaya tekan ultimit beban keseluruhan,	P'	=	8800,17 kN
Momen ultimit beban keseluruhan	M_x'	=	34013,74 kNm
	M_y'	=	0 kNm
Daya dukung izin tiang pancang,	Q_{all}	=	6706,13 kN
Jumlah tiang	n	=	12

Berikut merupakan contoh perhitungan kontrol gaya dalam tiang pancang nomor 1.

$x_1 = 3{,}75$ m

$x_2 = 2{,}5$ m

$x_1^2 = 14{,}1$ m^2

$x_2^2 = 6{,}3$ m^2

$$M_{x1} = \frac{M_x \times y_i}{\Sigma x_i^2}$$

$$= \frac{8134{,}91 \times 2{,}5}{93{,}75}$$

$$= 216{,}93 \text{ kN}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y \times x_i}{\Sigma y_i^2}$$

$$= \frac{0 \times 3{,}75}{50}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

$$P1 = \frac{P}{n} + M_{x1} + M_{y1}$$

$$= \frac{8171{,}58}{12} + 216{,}93 + 0$$

$$= 897{,}90 \text{ kN}$$

Adapun syarat kontrol gaya pada tiang pancang dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$Q_{all} > P1$

Pada contoh perhitungan tiang pancang nomor 1 didapatkan hasil sebagai berikut.

6706,13 > 897,90 (AMAN)

Karena hasil perhitungan tiang pancang nomor 1 sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya tiang pancang akibat beban tetap dapat disimpulkan aman.

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol gaya tiang pancang akibat beban tetap dan beban keseluruhan pada *abutment*.

Tabel 5.114 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap

Pile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_x \times y_i}{\Sigma x_i^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\Sigma y_i^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	3,75	2,5	14,0625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
2	3,75	0	14,0625	0	0,000	0	680,97	AMAN
3	3,75	2,5	14,0625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
4	1,25	2,5	1,5625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
5	1,25	0	1,5625	0	0,000	0	680,97	AMAN
6	1,25	2,5	1,5625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
7	1,25	2,5	1,5625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
8	1,25	0	1,5625	0	0,000	0	680,97	AMAN
9	1,25	2,5	1,5625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
10	3,75	2,5	14,0625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
11	3,75	0	14,0625	0	0,000	0	680,97	AMAN
12	3,75	2,5	14,0625	6,25	216,931	0	897,90	AMAN
Jumlah			93,75	50				

Tabel 5. 115 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan

Pile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_{x'} \times y_i}{\Sigma x_i^2}$	$\frac{M_{y'} \times x_i}{\Sigma y_i^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	3,75	2,5	14,06	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
2	3,75	0	14,06	0	0	0	733,35	AMAN
3	3,75	2,5	14,06	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN

Lanjutan Tabel 5.115 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan

Pile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_{x'} \times y_i}{\Sigma {x_i}^2}$	$\frac{M_{y'} \times x_i}{\Sigma {y_i}^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
4	1,25	2,5	1,56	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
5	1,25	0	1,56	0	0	0	733,35	AMAN
6	1,25	2,5	1,56	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
7	1,25	2,5	1,56	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
8	1,25	0	1,56	0	0	0	733,35	AMAN
9	1,25	2,5	1,56	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
10	3,75	2,5	14,06	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
11	3,75	0	14,06	0	0	0	733,35	AMAN
12	3,75	2,5	14,06	6,25	907,03	0	1640,38	AMAN
Jumlah			93,75	50				

8. Kontrol Terhadap Kelompok Tiang

Berikut merupakan data yang digunakan untuk melakukan kontrol terhadap kelompok tiang.

Jarak antar tiang terdekat, $S = 2{,}5$ m

Jumlah baris kelompok tiang, $m = 4$

Jumlah kolom kelompok tiang, $n = 3$

Jumlah tiang $N = 12$

Safety faktor untuk beban ekstrim, $SF = 3$

Safety faktor untuk beban tetap, $SF = 2$

Daya dukung izin tiang, $Q_{all} = 6706{,}13$ kN

Dari data di atas, maka dapat dilakukan perhitungan kelompok tiang sebagai berikut.

Efesiensi kelompok tiang,

$$\theta = \tan^{-1}\frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1}\frac{1}{2{,}5}$$

$$= 21{,}80\,°$$

$$\eta = 1 - \theta\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90\times m\times n}\right]$$
$$= 1 - \theta\left[\frac{(3-1)4+(4-1)3}{90\times 4\times 3}\right]$$
$$= 0{,}66$$

Daya dukung kelompok tiang,

$$Q_{gu} = Q_{all} \times N \times \eta$$
$$= 6706{,}13 \times 12 \times 0{,}66$$
$$= 52857{,}43 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung kelompok tiang untuk beban tetap,

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gu}}{SF}$$
$$= \frac{52857{,}43}{2}$$
$$= 26428{,}72 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung kelompok tiang untuk beban ekstrim,

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gu}}{SF}$$
$$= \frac{52857{,}43}{3}$$
$$= 17619{,}14 \text{ kN}$$

Adapun syarat kontrol terhadap kelompok tiang dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$Q_{gall} > P_u$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

26428,72 > 8800,17 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol terhadap kelompok tiang dapat disumpulkan aman.

9. Kontrol Gaya Lateral

Berikut merupakan data yang digunakan untuk melakukan kontrol gaya lateral.

Jumlah tiang, N = 12

Gaya geser ultimit, V_u = 6738,12 kN

Momen ulitmit tiang, M_{u_TP} = 240 ton.m

Gaya lateral satu tiang, $H = \frac{V_u}{N}$

$= \frac{6738,12}{12}$

$= 561,51$ kN

Momen ultimit satu tiang $M = M_{u_TP} \times 9,81$

$= 240 \times 9,81$

$= 2354,40$ kNm

Nilai N rerata $N_{rerata} = 48,99$

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan korelasi antara variasi nilai N-SPT dengan kohesi tak terdrainasi (cu) seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 5.116 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi

Konsistensi	N	Cu (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

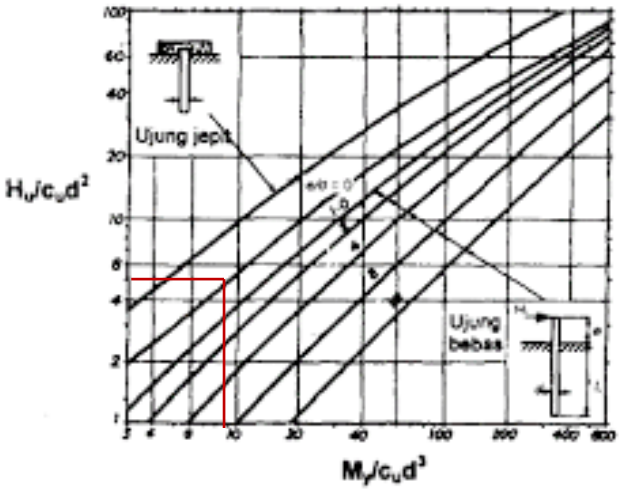
Karena nilai N rerata yang diperoleh ada sebesar 48,99 maka digunakan nilai sebagai berikut.

Nilai kohesi, $C_u = 48,99$ kN/m^2

Kapasitas momen ultimit, $= \frac{M}{C_u \times D^3}$

$= 6,70$

Menentukan kapasitas lateral ultimit tiang pancang dengan menggunakan grafik Broms (1946) pada kondisi di mana ujung tiang terjepit.



Gambar 5.104 Tahanan Lateral Ultimite Tiang Untuk Tanah Kohesif

Gaya lateral ultimit, $= \frac{H}{C_u \times D^2}$

$= 6{,}70$

$H_u = 6{,}3 \times C_u \times D^2$

$= 6{,}3 \times 200 \times 1^2$

$=$ kN

Safety faktor beban keseluruhan, $SF = 1{,}5$

Daya dukung lateral izin, $H_a = 893{,}33$ kN

Adapun syarat kontrol gaya lateral dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$H > H_a$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

561,51 > 893,33 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya lateral dapat disimpulkan aman.

Dari hasil analisis di atas maka dapat disimpulkan digunakan fondasi pada *abutment* sebanyak 12 buah tiang pancang dengan kedalaman fondasi di bawah permukaan tanah sedalam 15 m dengan diameter tiang pancang 1 m. Adapun kontrol gaya lateral pada kombinasi lainya *abutemnt* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

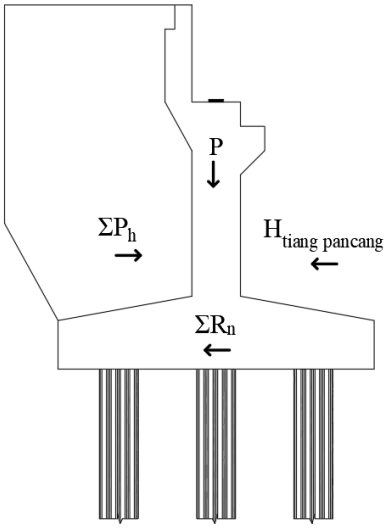
Tabel 5.117 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral

Kombinasi	Vu	H	Ha	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)	
Layan I	1216,65	101,39	893,33	AMAN
Layan II	1233,53	102,79	893,33	AMAN
Layan III	1205,4	100,45	893,33	AMAN
Layan IV	1160,4	96,70	893,33	AMAN
Ekstrim I	6738,12	561,51	893,33	AMAN

10. Analisis Stabilitas *Abutment* Dan Fondasi

a. Stabilitas terhadap pergeseran

Berikut merupakan gambar pada arah memanjang stabilitas pergeseran *abutment*.



Gambar 5.105 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang

Adapun perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x dengan kondisi ekstrem I adalah sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I,	P	=	8800,17 kN
Jumlah gaya horizontal,	ΣP_h	=	Tx Ekstrem I
		=	6738,12 kN
Gaya lateral izin tiang,	H_a	=	893,33 kN
Lebar *abutment* arah memanjang,	B_x	=	8 m
Lebar abutemnt arah melintang,	B_y	=	10, 5 m

Sudut gesek dalam *pile cap*	ϕ	=	35,5 °
Kohesi tanah *pile cap*,	C	=	200
Faktor adhesi	ad	=	2/3
Safety faktor,	SF	=	2
Sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*,	δ_b	=	$\frac{2}{3} \times \phi$
		=	$\frac{2}{3} \times 35{,}5\ °$
		=	23,67 °
Adhesi antara tanah dasar dan *abutment*,	ca	=	133,33 kN/m^2

Sehingga dari data di atas tahanan terhadap pergeseran dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma R_h = ca \times B_x \times B_y + P \times \tan\phi + H_a$$
$$= 133{,}33 \times 8 \times 10{,}5 + 8800{,}17 \times \tan 35{,}5 + 893{,}33$$
$$= 24205{,}80 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap pergeseran,

$$SF_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h}$$
$$= \frac{24205{,}80}{6738{,}12}$$
$$= 3{,}59$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap pergeseran dapat dikatan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gs} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

3,59 > 2 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap pergeseran dapat disimpulkan aman. Untuk perhitungan stabilitas terhadap pergeseran arah memanjang (Tx) dan arah melintang (Ty) pada masing-masing kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.118 Stabilitas Terhadap Pergeseran *Abutment* Arah Memanjang

Kombinasi	P	T_X	ΣR_h	SF_{gs}	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)		
Layan I	7642,83	1216,655	22612,9	3,36	AMAN
Layan II	8021,46	1233,53	23134	3,43	AMAN
Layan III	7353,91	1205,405	22215,2	3,30	AMAN
Layan IV	6285,83	1160,405	20745,1	3,08	AMAN
Ekstrim I	8800,17	6738,124	24205,8	3,59	AMAN

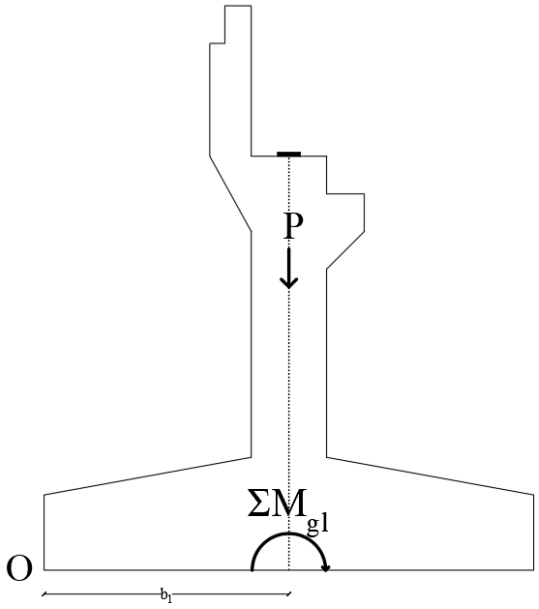
Tabel 5.119 Stabilitas Terhadap Pergeseran *Abutment* Arah Melintang

Kombinasi	P	T_y	ΣR_h	SF_{gs}	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)		
Layan I	7642,83	26,70905	22612,9	3,36	AMAN
Layan II	8021,46	-	23134	3,43	AMAN
Layan III	7353,91	-	22215,2	3,30	AMAN
Layan IV	6285,83	18,69634	20745,1	3,08	AMAN
Ekstrim I	8800,17	985,6691	24205,8	3,59	AMAN

b. Stabilitas terhadap penggulingan

1) Arah x (Memanjang Jembatan)

Berikut merupakan gambar stabilitas terhadap penggulingan *abutmen*t pada arah memanjang.



Gambar 5.106 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang

Dari gambar diatas maka stabilitas terhadap penggulingan dapat dilihat sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I,	P	=	8800,17 kN
Eksentrisitas,	e	=	0 m
Momen izin tiang pancang,	M_{max}	=	2354,40 kNm
Momen guling ekstrim I,	M_{gl}	=	34013,74 kNm
Lebar *abutment* arah memanjang,	B_x	=	8 m
Safety faktor,	SF	=	1,5 m
Jarak titik guling terhadap titik O,	b_1	=	4 m
		=	$e + \frac{8}{2}$
		=	4 m

Dari data di atas maka momen penahan guling dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma M_w = (P \times b_1) + (N \times M_{max})$$
$$= (8800{,}17 \times 4) + (12 \times 2354{,}40)$$
$$= 63453{,}47 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}}$$
$$= \frac{63453{,}47}{34013{,}74}$$
$$= 1{,}9$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gl} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

1,87 > 1,5 (AMAN)

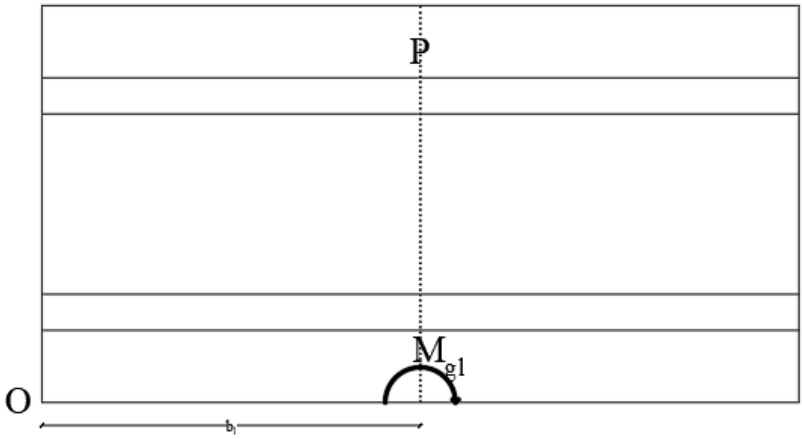
Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat disimpulkan aman. Adapun rekapitulasi perhitungan guling arah x pada masing-masing kombinasi dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.120 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang (x)

Kombinasi	P	M_X	ΣM_W	$SF_{gs} > 1,5$	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)		
Layan I	7642,83	7943,046	58824,1	7,4	AMAN
Layan II	8021,46	8099,983	60338,7	7,4	AMAN
Layan III	7353,91	7838,421	57668,5	7,4	AMAN
Layan IV	6285,83	7419,921	53396,1	7,2	AMAN
Ekstrim I	8800,17	34013,74	63453,5	1,9	AMAN

2) Arah y (Melintang)

Berikut merupakan gambar stabilitas terhadap penggulingan *abutment* pada arah melintang.



Gambar 5.107 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang

Dari gambar diatas maka stabilitas terhadap penggulingan arah y dapat dilihat sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I, P = 8800,17 kN

Eksentrisitas, e = 0 m

Momen izin tiang pancang, M_{max} = 2354,40 kNm

Momen guling ekstrim I, M_{gl} = 7502,79 kNm

Lebar *abutment* arah memanjang, B_y = 10,5 m

Safety faktor, SF = 1,5 m

Jarak titik guling terhadap titik O, $b_1 = e + \frac{B_y}{2}$

$= e + \frac{10,5}{2}$

$= \quad 5{,}25$ m

Dari data di atas maka momen penahan guling dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma M_w = (P \times b_1) + (M_{max})$$
$$= (8800{,}17 \times 5{,}25) + (2354{,}40)$$
$$= 48555{,}28 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}}$$
$$= \frac{648555{,}28\ 3453{,}47}{7502{,}79}$$
$$= 6{,}47$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan arah udapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gl} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

6,47 > 1,5 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat disimpulkan aman. Adapun rekapitulasi perhitungan guling arah y pada masing-masing kombinasi dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.121 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang (y)

Kombinasi	P (kN)	M_y (kNm)	ΣM_W (kNm)	$SF_{gs} > 1{,}5$	Kontrol
Layan I	7642,83	315,5007	32925,7	104,36	AMAN
Layan II	8021,46	-	34440,3	-	-
Layan III	7353,91	-	31770,1	-	-
Layan IV	6285,83	220,8505	27497,7	124,51	AMAN
Ekstrim I	8800,17	7502,793	37555,1	5,01	AMAN

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

Pemeriksaan kapasitas izin satu tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.122 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang

Kombinasi	P	M_x	My	P_{maks}	Q_{all}	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
Layan I	7642,83	7943,05	315,501	848,72	6706,13	AMAN
Layan II	8021,46	8099,98	-	884,45	6706,13	AMAN
Layan III	7353,91	7838,42	-	821,85	6706,13	AMAN
Layan IV	6285,83	7419,92	220,85	721,68	6706,13	AMAN
Ekstrim I	8800,17	34013,74	7502,79	1640,38	6706,13	AMAN

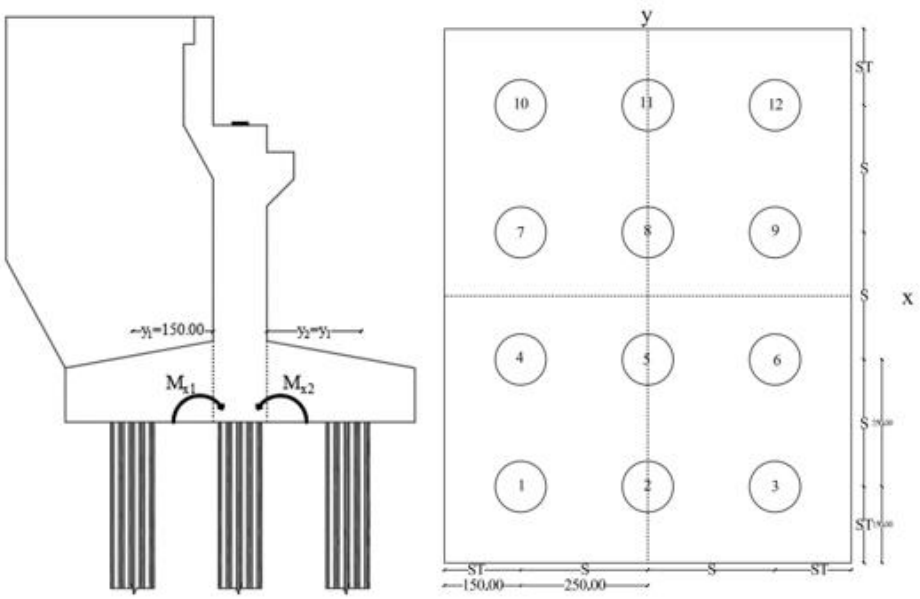
Pemeriksaan kapasitas izin kelompok tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.123 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang

Kombinasi	P	M_x	My	P_{maks}	Q_{all}	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
Layan I	7642,83	7943,05	315,501	7642,83	17619,14	AMAN
Layan II	8021,46	8099,98	-	8021,46	17619,14	AMAN
Layan III	7353,91	7838,42	-	7353,91	17619,14	AMAN
Layan IV	6285,83	7419,92	220,85	6285,83	17619,14	AMAN
Ekstrim I	8800,17	34013,74	7502,79	8800,17	17619,14	AMAN

11. Desain Tulangan *Pile cap Abutment*

    Berikut merupakan gambar penyaluran beban *pile cap* ke pondasi tiang pancang.



Gambar 5.108 Perhitungan Momen Ultimit *Pile cap Abutment*

Gaya maksimum tiang pancang	P	=	1588,00 kN
Lebar *abutment*,	B_x	=	8
Lebar *abutment* arah memanjang	B_y	=	10,5 m
Lengan kiri = kanan	$y_1=y_2$	=	1,5 m
Gaya kumpulan tiang pancang bagian kiri=kanan	P_u	=	P1+P4+P7+P10
		=	6351,99 kN

Karena jarak sisi kanan dan sisi kiri sama maka, momen ultimit *pile cap* yang bekerja adalah sebagai berikut.

$M_u = P_u \times y$

$= 6351{,}99 \times 1{,}5$

$= 19055{,}98$

Gaya geser ultimit *pilecap*,

$V_u = 12703{,}99$

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya geser ultimit $V_u = \frac{V_u}{B_y}$

$= \frac{12703{,}99}{10{,}5}$

		=	1209,90 kN
Momen ulitmit desain,	M_u	=	$\frac{M_u}{B_y}$
		=	$\frac{1814,86}{10,5}$
		=	1814,86 kNm
Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	70 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	22 mm
Diameter tulangan pokok,	D_b	=	19 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	13 mm
Lebar *abutment*,	Bx	=	8000 mm
Lebar tinjaun *abutment*,	b	=	1000 mm
Faktor reduksi	ϕ	=	0,9
Faktor balok tekan,,	$\beta 1$	=	$0,85 \times \left(\frac{f'_c-28}{7}\right)^{0,05}$
		=	$0,85 \times \left(\frac{f'_c-28}{7}\right)^{0,05}$
		=	0,84
Momen nominal,	M_n	=	$\frac{M_u}{\phi}$
		=	$\frac{1814,86}{0,9}$
		=	2016,51 kNm
Tinggi efektif,	d	=	$h - P_b - D_b - 0,5D_p$
			1500-70-19-0,5 . 22
			1400 mm
Nilai tahanan lentur,	R_n	=	$\frac{M_n}{b \times d^2}$
			$\frac{22,18}{1000 \times 1400^2}$
			1,03 MPa

Nilai m $m = \frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 30}$

$= 16{,}47$

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}0033$

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

$= \frac{0{,}85 \times 30 \times 0{,}84}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$

$= 0{,}03$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$

$= 0{,}75 \times 0{,}03$

$= 0{,}023$

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

$= \frac{1{,}4}{16{,}47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16{,}47 \times 1{,}03}{420}}\right)$

$= 0{,}004$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}004$

Luas tulangan pokok,

$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0{,}004 \times 1000 \times 1400$

$= 4902{,}18\ mm^2$

Jarak tulangan pokok,

$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p{}^2 \times b}{A_{sperlu}}$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 22^2\times 1000}{4902{,}18}$$

$$= 77{,}54 \text{ mm}$$

$$= 50\ mm$$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_p{}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 16^2\times 1000}{50}$$

$$= 7602{,}65 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

7602,65>4902,18

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *pile cap* adalah 22D-50.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$

$$= 50\% \times 7602{,}65$$

$$= 3801{,}33 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan bagi,

$$S' = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_b{}^2\times b}{A_{s'perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times 16^2\times 1000}{3801{,}33}$$

$$= 74{,}59 \text{ mm}$$

$$= 50 \text{ mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times D_g{}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16 \times 1000}{50}$$

$$= 5670{,}57 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan,

$A_{s\prime terpasang} > A_{s\prime perlu}$

$5670{,}57 > 3801{,}33$

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *pile cap* adalah 13D-100.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1400$$

$$= 1278019{,}30 \text{ N}$$

$$= 1278{,}02 \text{ kN}$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$$

$$= 0{,}75 \times 1278{,}02$$

$$= 958{,}51 \text{ kN}$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

$958{,}51 < 1814{,}86$

Maka diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 1814{,}86 - 958{,}51 \phi V_c$$

$$= 251{,}39 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi}$$

$$= \frac{251{,}39}{0{,}75}$$

$$= 335{,}19$$

$V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$

$335{,}19 < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \times 1400$

$335{,}19 < 2556{,}038602$

Karena nilai $V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$S_{min} = 0{,}5 \times b$

$= 0{,}5 \times 1000$

$= 500$ mm

Syarat 2,

$S_{min} = 300$ mm

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 13D-300.

d. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Pile cap*

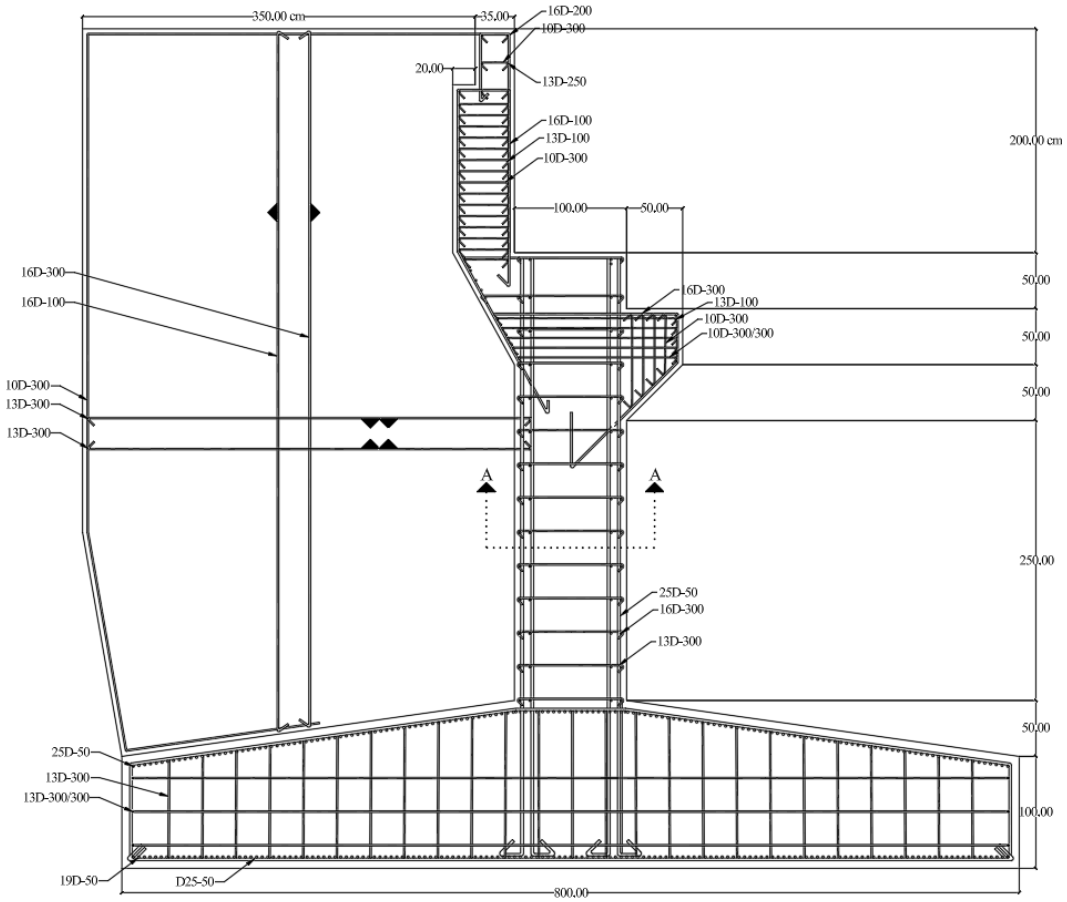
Hasil rekapitulasi penulangan pada *pile cap* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.124 Rekapitulasi Penulangan *Pile cap*

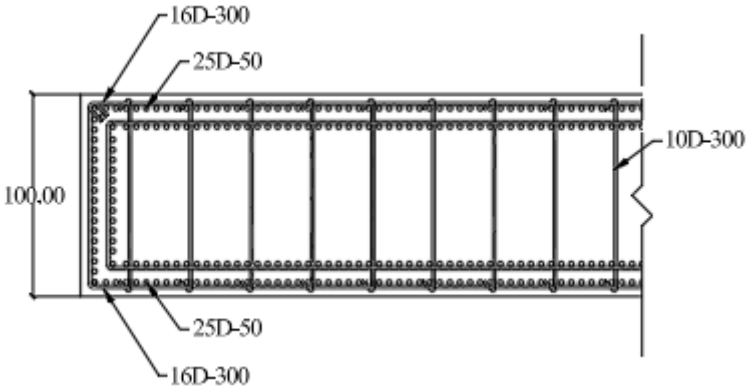
Jenis Tulangan	**Digunakan Tulangan**
Tulangan Pokok	22D-50
Tulangan Bagi	19D-50
Tulangan Geser	13D-300

5.4.5 Hasil Desain Tulangan

Dari rekapitulasi perhitungan di atas maka hasil desain tulangan *abutment* jembatan dapat dilihat seperti berikut.



Gambar 5.109 Penulangan *Abutment* Jembatan



Gambar 5.110 Penulangan *Breast Wall* Potongan A-A

5.5 Perencanaan Pilar Jembatan

Pada sub bab ini, membahas tentang perencanaan pilar jembatan, dengan fokus pada analisis pembebanan serta pertimbangan kondisi tanah di lokasi konstruksi. Data tanah diperoleh pada perencanaan di dapatkan dari dua titik

pengujian pada masing-masing titik rencana *abutement* karena dari hasil pengujian CPT pada masing-masing titik karakterisitik yang diperoleh memiliki ke samaan maka data tanah pada pilar jembatan menggunakan data pada titik *abutment*, namun karena keterbatasan data CPT, interpolasi digunakan untuk melengkapi informasi yang diperlukan. Analisis ini mencakup beban mati, beban lalu lintas, dan tekanan tanah yang terjadi pada pilar jembatan. Dengan pendekatan ini, perencanaan pilar dilakukan secara menyeluruh untuk menjamin stabilitas dan keamanan jembatan, meskipun data lapangan terbatas.

Pilar jembatan akan menerima beban pada masing-masing sisi bentang jembatan, sehingga beban yang diterima pada pilar merupakan dua kali setengah dari masing-masing sisi atau sama dengan satu kali beban sebenarnya.

5.5.1 Data Perencanaan Struktur Pilar

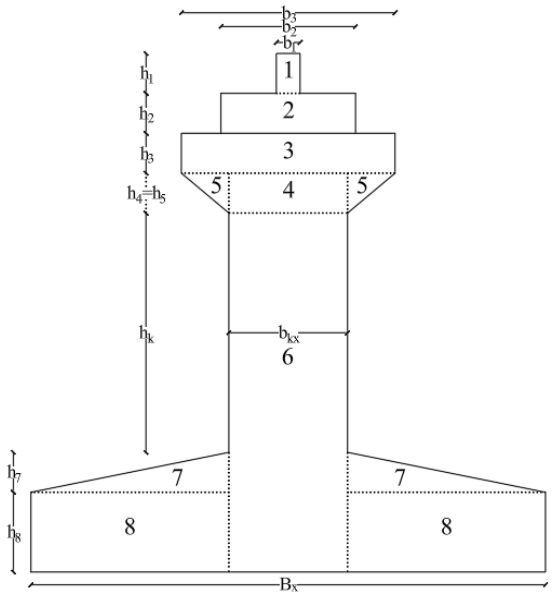
Berikut merupakan data-data yang diperlukan dalam merencanakan struktur pilar pada jembatan.

1. Data Struktur Atas Jembatan

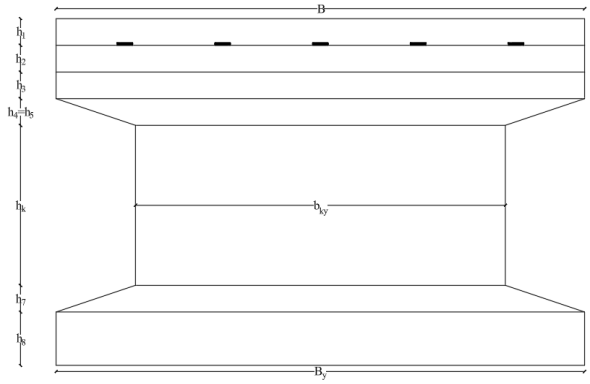
Panjang bentang sisi jembatan,	L_b	=	30 m
Lebar jembatan	b	=	10 m
Tinggi jembatan	h	=	9,3 m
Lebar jalur kendaraan	b_1	=	7 m
Lebar trotoar	b_{tr}	=	1,5 m
Tebal trotoar	h_{tr}	=	0,3 m
Tebal pelat jembatan	t_s	=	0,25 m
Tebal aspal	t_a	=	0,05 m
Tebal genangan air hujan	t_h	=	0,05 m
Tinggi gelagar	h_g	=	1,7 m
Jarak antar gelagar	s_g	=	1,85 m
Tinggi bidang samping jembatan	h_a	=	3,15 m

2. Dimensi pilar Jembatan

   Adapun dimensi pilar yang direncanakan di kedua sisi adalah sebagai berikut.



Gambar 5.111 Dimensi Pilar Jembatan Tampak Memanjang



Gambar 5.112 Dimensi Pilar Jembatan Tampak Melintang

Tabel 5.125 Dimensi Pilar Jembatan

Bagian	b_x	b_y	h
	cm	cm	cm
1	30	1000	50
2	170	1000	50
3	270	1000	50
4	150	1000	50
5	60	1000	50
6	150	700	450
7	250	1000	50
8	250	1000	100

3. Data Material *Abutment* Jembatan

a. Data material pilar

Berat volume beton, γ_c = 24 kN/m^3

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu baja, f'_y = 420 MPa

b. Data tanah kedalaman pilar

Data yang diperoleh pada tugas akhir hanya berupa data tanah berupa tes CPT, sehingga untuk data N-SPT dan data material tanah didapatkan dengan menggunakan metode interpolasi dari data CPT ke data material tanah, Adapun hasil interpolasi untuk material tanah untuk kedalaman pondasi adalah sebagai berikut.

Berat volume tanah, γ_s = 19,23 kN/m^3

Sudut gesek dalam, ϕ = 30 °

Kohesi tanah, c = 420 kN/m^2

5.5.2 Pembebanan Struktur Pilar

Perhitungan pembebanan pada pilar jembatan bertujuan untuk memahami dan mengidentifikasi berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut baik itu beban vertikal dari struktur atas, beban horizontal dari tekanan tanah, maupun beban dinamis dari lalu lintas yang melintas. Adapun perhitungan pembebanan struktur pilar jembatan adalah sebagai berikut.

1. Pembebanan Bawah *Pile cap* dan Pilar

Perhitungan pembebanan pada bawah *pile cap* bertujuan mengetahui besarnya berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut. Perhitungan pembebanan bawah *pile cap* dapat dilihat sebagai berikut ini.

a. Berat Mati Sendiri (MS)

1) Berat mati sendiri struktur atas pilar

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total struktur atas, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-

masing peletakan atau sama dengan 1 kali berat mati itu sendiri. Sehingga didapatkan beban mati sendiri struktur atas pilar dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya aksial pada *pile cap*,

$$P_{MS} = W_{MS}$$
$$= 2561{,}26 \text{ kN}$$

Gaya aksial pada pilar,

$$P_{MS} = W_{MS}$$
$$= 2561{,}26 \text{ kN}$$

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$$e = 0{,}5 \text{ m}$$

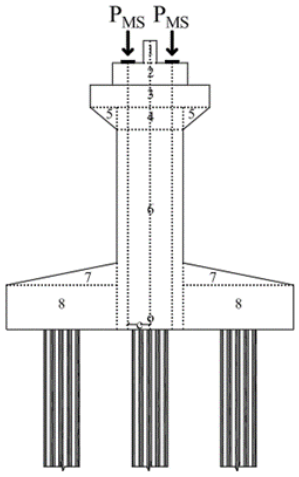
Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$$M_{MS} = e \times P_{MS}$$
$$= 0{,}5 \times 2561{,}26 \text{ kN}$$
$$= 1280{,}63 \text{ kNm}$$

Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$$M_{MS} = e \times P_{MS}$$
$$= 0{,}5 \times 2561{,}26 \text{ kN}$$
$$= 1280{,}63 \text{ kNm}$$

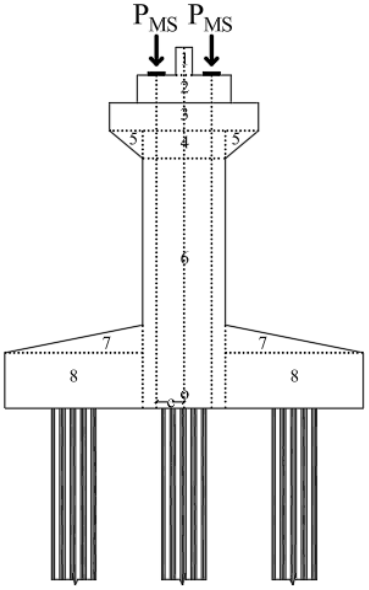
Berikut merupakan gambar peletakan struktur atas yang terjadi.



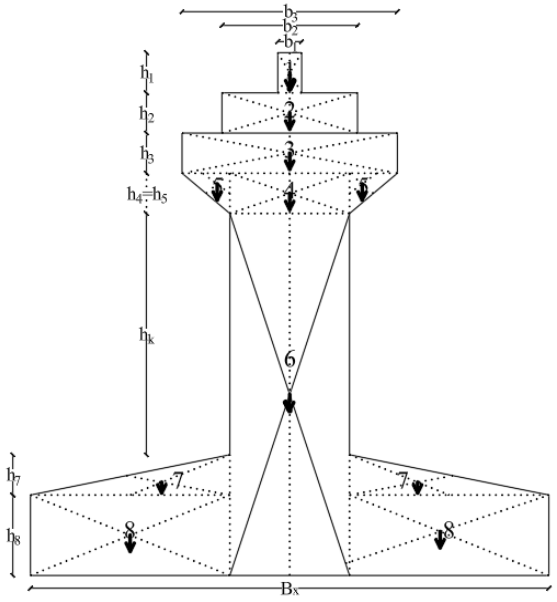
Gambar 5.113 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur Atas Pilar

2) Berat Sendiri Struktur Bawah

Berikut merupakan gambar rencana struktur bawah pilar.



Gambar 5.114 Dimensi Struktur Pilar



Gambar 5.115 Titik Berat Struktur Pilar

Dari gambar diatas didapatkan berat struktur bawah pilar dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.126 Berat Sendiri Struktur Bawah Pilar

Keterangan	No	B	h	L	Shape	Area	Direc	Berat Volume	Lengan	Berat	Momen
		M	m	m		m^2		kN/m^3	m	kN	kNm
Pier Head	1	0,3	0,5	10	1	1,5	0	24	0,00	36,00	0,00
Pier Head	2	1,7	0,5	10	1	8,5	0	24	0,00	204,00	0,00
Pier Head	3	2,7	0,5	10	1	13,5	0	24	0,00	324,00	0,00
Pier Head	4	1,5	0,5	10	1	7,5	0	24	0,00	180,00	0,00
Pier Head	5	0,6	0,5	10	0,5	3	0	24	1,05	72,00	0,00
Pilar	6	1,5	4,5	7	1	47,25	0	24	0,00	1134,00	0,00
Pile cap	7	2,5	0,5	10	0,5	12,5	0	24	2,00	300,00	0,00
Pile cap	8	2,5	1	10	1	50	0	24	2,00	1200,00	0,00
									Total	3450,0	0,00

Sehingga, dari perhitungan di atas total hasil berat pembebanan sendiri pada struktur pilar adalah sebagai berikut.

Tabel 5.127 Hasil Pembebanan Pada *Pile cap* (W_{PC})

No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kNm
1	Berat Struktur Atas	2561,26	1280,63
2	Berat *Pile cap*	3450,00	0,00
	Total	6011,26	1280,63

Tabel 5.128 Hasil Pembebanan Pada Pilar (W_P)

No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kNm
1	Berat Struktur Atas	2561,26	1280,63
2	Berat *Pilar*	1950,00	0,00
	Total	4511,26	1280,63

Tabel 5.129 Hasil Pembebanan Pier Head (W_{PH})

No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kNm
1	Berat Struktur Atas	2561,26	1280,63
2	Berat *Pier Head*	816,00	0,00
	Total	3377,26	1280,63

b. Berat Mati Tambahan (M_A)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing perletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pile cap,*

$$P_{MA} = W_{MA}$$
$$= 1514{,}41 \text{ kN}$$

Gaya aksial pada pilar,

$$P_{MA} = W_{MA}$$
$$= 1514{,}41 \text{ kN}$$

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$e \quad = 0{,}5\ m$

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$M_{MA} = e \times P_{MA}$

$= 0{,}5 \times 1514{,}41\ \text{kN}$

$= 757{,}21\ \text{kNm}$

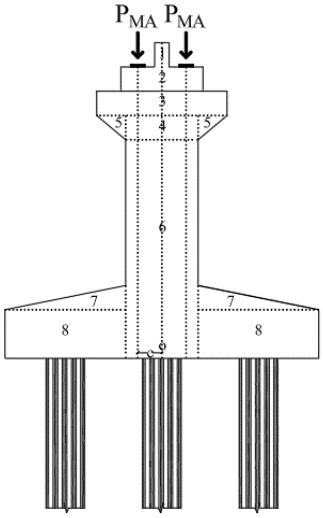
Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$M_{MA} = e \times P_{MA}$

$= 0{,}5 \times 1514{,}41\ \text{kN}$

$= 757{,}21\ \text{kNm}$

Berikut merupakan gambar peletakan struktur mati tambahan yang terjadi



Gambar 5.116 Penyaluran Beban Mati Tambahan Pilar

c. Beban Lajur (T_D)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pile cap*,

$P_{TD} = W_{TD}$

$= 2370{,}20$ kN

Gaya aksial pada pilar,

$P_{TD} = W_{TD}$

$= 2370{,}20$ kN

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$e = 0{,}5$ m

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$M_{TD} = e \times P_{TD}$

$= 0{,}5 \times 2370{,}20$ kN

$= 1185{,}10$ kNm

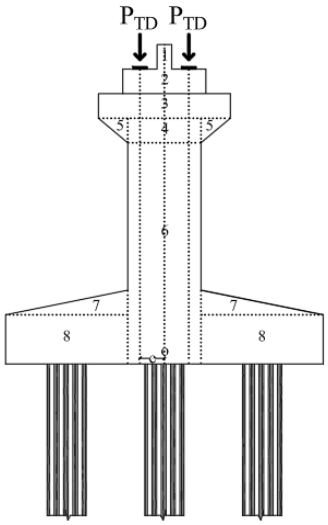
Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$M_{TD} = e \times P_{TD}$

$= 0{,}5 \times 2370{,}20$ kN

$= 1185{,}10$ kNm

Berikut merupakan gambar peletakan beban lajur D yang terjadi



Gambar 5.117 Penyaluran Beban Lajur D

d. Beban Pejalan Kaki (T_P)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada

masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pile cap,*

$P_{TP} = W_{TP}$

$= 300$ kN

Gaya aksial pada pilar,

$P_{TP} = W_{TP}$

$= 300$ kN

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$e = 0{,}5$ m

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap,*

$M_{TP} = e \times P_{TP}$

$= 0{,}5 \times 300$ kN

$= 150$ kNm

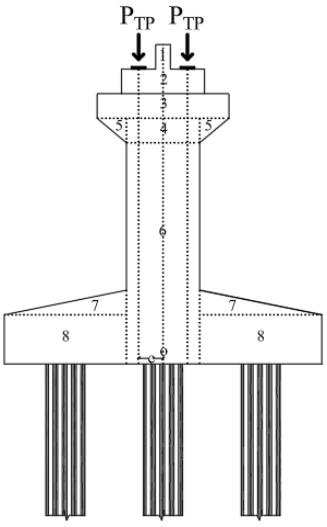
Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$M_{TP} = e \times P_{TP}$

$= 0{,}5 \times 300$ kN

$= 150$ kNm

Berikut merupakan gambar peletakan beban pejalan kaki yang terjadi



Gambar 5.118 Penyaluran Beban Pejalan Kaki

e. Beban Rem (T_B)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban pejalan kaki, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban pejalan kaki itu sendiri.

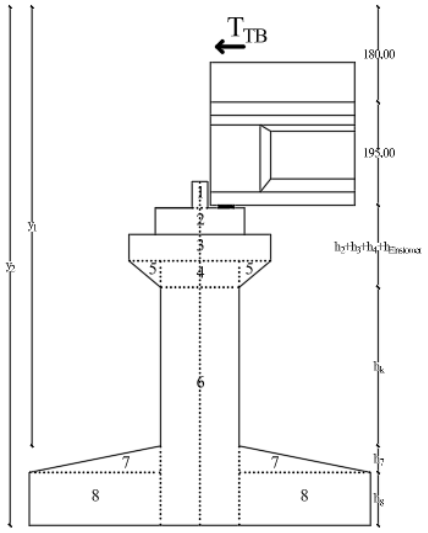
Gaya aksial pada *pile cap*,

$$T_{TB} = W_{TB}$$
$$= 112{,}51 \text{ kN}$$

Gaya aksial pada pilar,

$$T_{TB} = W_{TB}$$
$$= 112{,}51 \text{ kN}$$

Karena beban rem yang bekerja tidak berada pada tumpuan secara simetris maka terdapat lengan pada titik tumpu pilecap sehingga terjadi momen yang bekerja.



Gambar 5.119 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada Pilar

Lengan terhadap kolom,

$$y_1 = 1{,}8 + h_g + t_s + t_a + h_2 + h_3 + h_4 + h_{elastomer} + h_k$$
$$= 8{,}5 \text{ m}$$

Lengan terhadap *pilecap*,

$y_2 = 1{,}8 + h_g + t_s + t_a + h_2 + h_3 + h_4 + h_{elastomer} + h_k + h_7 + h_8$

$= 12{,}75$ m

Momen terhadap kolom,

$M_{TB1} = T_{TB} \times y_1$

$= 112{,}51 \times 8{,}5$

$= 939{,}38$ kNm

Momen terhadap *pile cap*,

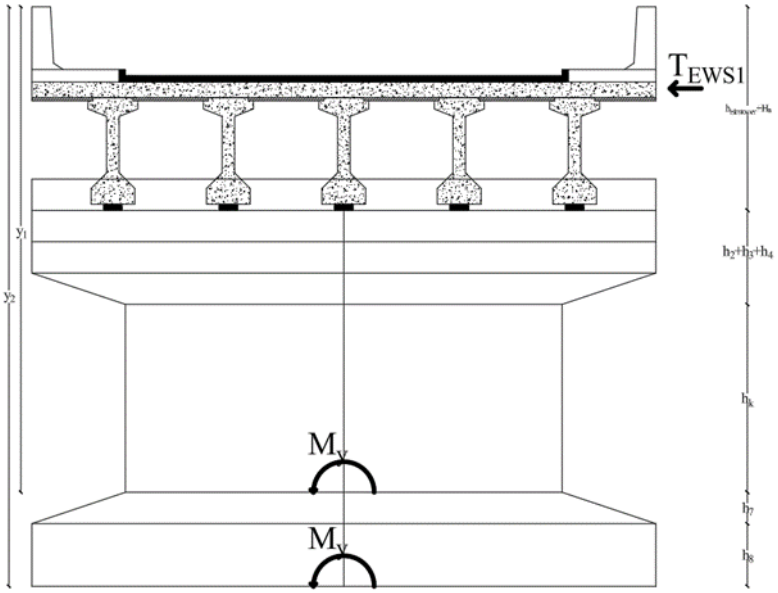
$M_{TB2} = T_{TB} \times y_2$

$= 112{,}51 \times 12{,}75$

$= 1445{,}625$ kNm

f. Beban Angin (EW)

1) Beban Angin Struktur (E_{WS1})



Gambar 5.120 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar

Didapatkan beban angin struktur dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya angin horizontal pilar,

$W_{EWS1} = T_{EWS1}$

$= 178{,}06$ kN

Gaya angin vertikal pada *pile cap*,

$W_{EWS1} = T_{EWS1}$

$= 178{,}06$ kN

Lengan terhadap kolom,

$y_1 = \left(\frac{1}{2} \times h_a\right) + h_{elastomer} + h_2 + h_3 + h_4 + h_k$

$= 6{,}13$ m

Lengan terhadap *pile cap*,

$y_2 = \left(\frac{1}{2} \times h_a\right) + h_{elastomer} + h_2 + h_3 + h_4 + h_k + h_7 + h_8$

$= 7{,}63$ m

Momen terhadap kolom,

$M_{EWS1} = T_{EWS1} \times y_1$

$= 178{,}06 \times 6{,}13$

$= 1090{,}62$ kNm

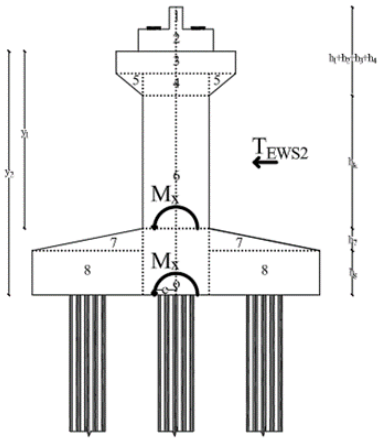
Momen terhadap *pile cap*,

$M_{EWS1} = T_{EWS1} \times y_1$

$= 178{,}06 \times 7{,}63$

$= 1357{,}71$ kNm

2) Beban Angin Struktur Bawah Arah Memanjang (E_{WS2})



Gambar 5.121 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Struktur Arah Memanjang Pada Pilar

Tekanan angin dasar,

$P_D = 0{,}0019\ \text{MPa}$

$= 1{,}9\ \text{kPa}$

Luas *Pier head*,

$A_{PH} = h \times B_y$

$= 6{,}5\ \text{m}^2$

Luas kolom,

$A_k = h \times B_y$

$= 21\ \text{m}^2$

Luas bidang kontak angin,

$A = A_{PH} \times A_k$

$= 6{,}5 \times 21$

$= 27{,}5\ \text{m}^2$

Gaya angin horizontal pilar,

T_{EWS2} W_{EWS2}

$= A \times P_D$

$= 27{,}5 \times 1{,}9$

$= 52{,}25\ \text{kN}$

Gaya angin horizontal pada *pile cap*,

T_{EWS2} W_{EWS2}

$= A \times P_D$

$= 27{,}5 \times 1{,}9$

$= 52{,}25\ \text{kN}$

Perletakan tumpuan Beban T_{EWS2} memiliki eksentrisitas sehingga terdapat momen yang bekerja.

Lengan terhadap kolom,

$y_1 = \left(\frac{1}{2} \times h_1 + h_2 + h_3 + h_4\right) + h_k$

$= 4\ \text{m}$

Lengan terhadap *pile cap*,

$$y_2 = \left(\frac{1}{2} \times h_1 + h_2 + h_3 + h_4\right) + h_k + h_7 + h_8$$
$$= 5{,}5 \text{ m}$$

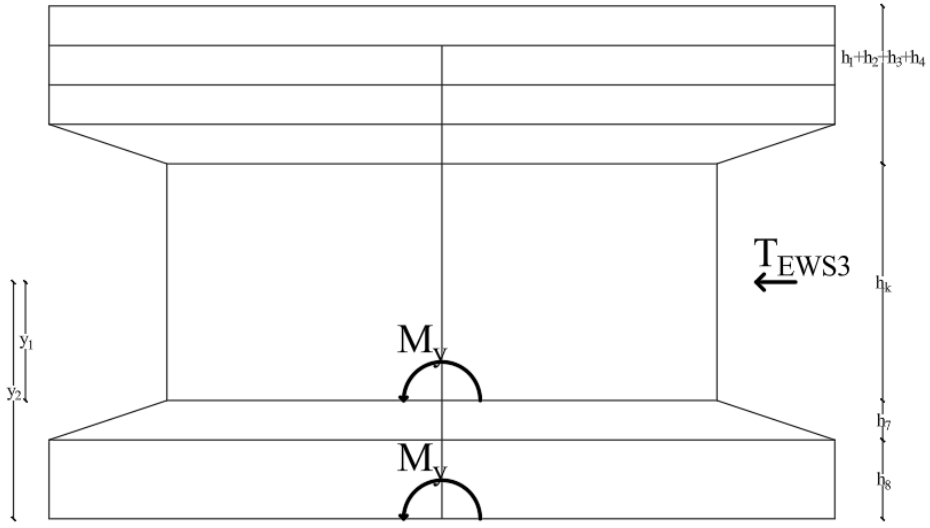
Momen terhadap kolom,

$$M_{EWS2} = T_{EWS2} \times y_1$$
$$= 52{,}25 \times 4$$
$$= 209 \text{ kNm}$$

Momen terhadap *pile cap*,

$$M_{EWS2} = T_{EWS2} \times y_2$$
$$= 52{,}25 \times 5{,}5$$
$$= 287{,}38 \text{ kNm}$$

3) Beban Angin Struktur Bawah Arah Melintang (E_{WS3})



Gambar 5.122 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Struktur Arah Melintang Pada Pilar

Tekanan angin dasar,

$$P_D = 0{,}0019 \text{ MPa}$$
$$= 1{,}9 \text{ kPa}$$

Luas *Pier head*,

$$A_{PH} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + (2 \times A_5)$$
$$= 3{,}7 \text{ m}^2$$

Luas kolom,

$A_k = h_k \times b$

$= 4{,}5\ m^2$

Luas bidang kontak angin,

$A = A_{PH} \times A_k$

$= 3{,}7 \times 4{,}5$

$= 8{,}2\ m^2$

Gaya angin horizontal pilar,

$T_{EWS3} = W_{EWS3}$

$= A \times P_D$

$= 8{,}2 \times 1{,}9$

$= 15{,}58\ kN$

Gaya angin horizontal pada *pile cap*,

$T_{EWS3} = W_{EWS3}$

$= A \times P_D$

$= 8{,}2 \times 1{,}9$

$= 15{,}58\ kN$

Perletakan tumpuan Beban T_{EWS3} memiliki eksentrisitas sehingga terdapat momen yang bekerja.

Lengan terhadap kolom,

$y_1 = \left(\frac{1}{2} \times h_1 + h_2 + h_3 + h_4\right) + h_k$

$= 4\ m$

Lengan terhadap *pile cap*,

$y_2 = \left(\frac{1}{2} \times h_1 + h_2 + h_3 + h_4\right) + h_k + h_7 + h_8$

$= 5{,}5\ m$

Momen terhadap kolom,

$M_{EWS3} = T_{EWS3} \times y_1$

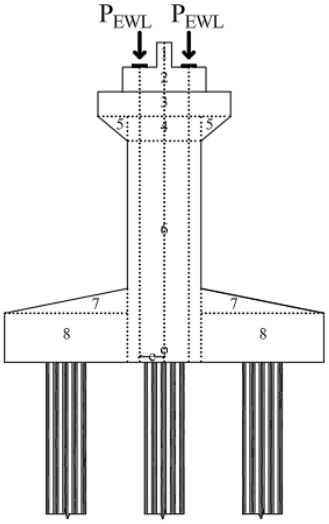
$= 15{,}58 \times 4$

$= 62{,}32\ kNm$

Momen terhadap *pile cap*,

$$M_{EWS3} = T_{EWS3} \times y_2$$
$$= 15{,}58 \times 5{,}5$$
$$= 85{,}69 \text{ kNm}$$

g. Beban Angin Kendaraan (E_{WL})



Gambar 5.123 Penyaluran Beban Angin Kendaraan Pilar

Berikut merupakan data beban angin kendaraan yang diperoleh dari perhitungan sub bab sebelumnya.

Tekanan angin kendaraan, E_{WL} = 1,46 N/mm

Panjang bentang jembatan, L_b = 30000 mm

Panjang lengan, $y = 1800 + t_a + t_s + H_g$

$= 3800$ mm

Jarak antar roda x = 1750 mm

Sehingga, gaya tekan angin kendaraan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$W_{EWL} = \frac{EW_L \times L_b \times y}{x}$$
$$= \frac{1{,}46 \times 30000 \times 3800}{1750}$$
$$= 95108{,}60 \text{ N}$$
$$= 95{,}11 \text{ kN}$$

Gaya angin aksial pada pilar,

$$P_{EWL} = W_{EWL}$$

$= 95{,}11$ kN

Gaya angin aksial pada *pile cap*,

$P_{EWL} = W_{EWL}$

$= 95{,}11$ kN

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$M_{EWL} = e \times P_{EWL}$

$= 0{,}5 \times 95{,}11$

$= 47{,}55$ kNm

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$M_{EWL} = e \times P_{EWL}$

$= 0{,}5 \times 95{,}11$

$= 47{,}55$ kNm

h. Gempa Vertikal (E_{QV})

Didapatkan gaya reaksi peletakan pada perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas, P_{MS}= 2561,26 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan, P_{MA}= 1514,41 kN

Sehingga perhitungan beban vertikal berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2016) adalah sebagai berikut.

Gempa vertikal 1,

$E_{QV1} = 10\% \times (P_{MS} + P_{MA})$

$= 10\% \times (2561{,}26 + 1514{,}41)$

$= 407{,}57$ kN

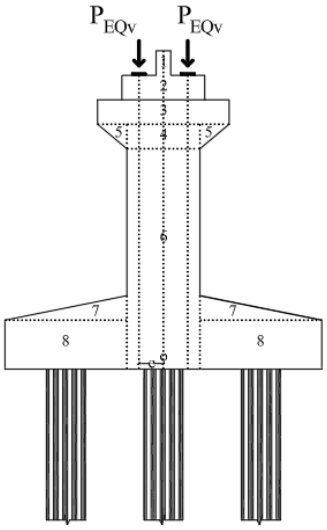
Gempa vertikal 2,

$E_{QV2} = 120\% \times (P_{MS} + P_{MA})$

$= 120\% \times (2561{,}26 + 1514{,}41)$

$= 4890{,}80$ kN

Karena nilai gempa vertikal 2 lebih besar dari gempa vertikal 1, maka nilai yang digunakan adalah nilai gempa vertikal 2.



Gambar 5.124 Penyaluran Beban Gempa Vertikal

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan pilecap, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$$M_{EQV} = e \times P_{EQv}$$
$$= 0{,}5 \times 4890{,}80$$
$$= 2445{,}40 \text{kNm}$$

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$$M_{EQV} = e \times P_{EQv}$$
$$= 0{,}5 \times 4890{,}80$$
$$= 2445{,}40 \text{ kNm}$$

i. Gempa Lateral (E_{QL})

Dalam perhitungan sebelumnya, diperoleh data gempa lateral adalah sebagai berikut.

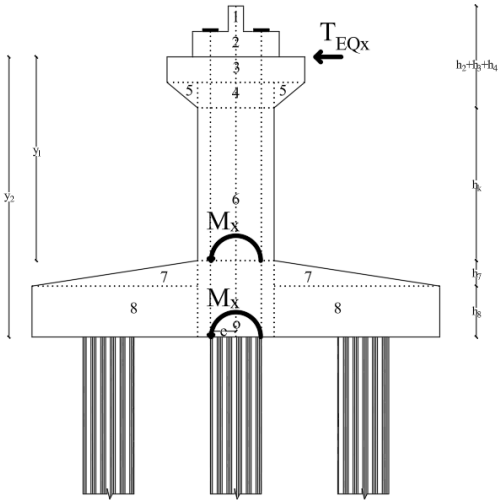
Kelas situs = SD

PGA = 0,4728

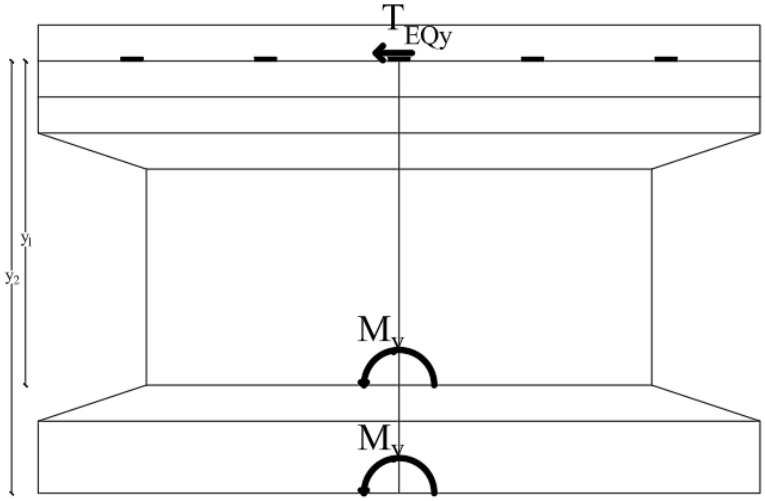
S_s = 1,0684 g

S_1 = 0,5011 g

FPGA	=	0,72
F_a	=	0,72
F_v	=	1,20
A_s	=	0,34
S_{DS}	=	0,77
S_{D1}	=	0,60
T_s	=	0,78
T_0	=	0,16



Gambar 5.125 Penyaluran Beban Gempa Arah X *Pilar*



Gambar 5.126 Penayluran Beban Gempa Arah Y *Pilar*

Adapun data yang digunakan dalam perhitungan beban gempa horizontal arah x dan beban gempa horizontal arah y berdasarkan perhitungan pada sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Berat struktur, $W_t = P_{Ms} + P_{MA}$
$= 6011{,}26 + 1514{,}41$
$= 7525{,}67$ kN

Tinggi pilar, $L = 5$ m

Lebar pilar, $B_y = 10{,}5$ m

Panjang kolom pilar, $b_2 = 1$ m

Mutu beton, $f'_c = 30$ MPa

Modulus elastistas, $E_c = 25742.96$ MPa

Sehingga, dari data diatas dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Momen inersia struktur arah x,

$$I = \frac{1}{12} \times B_y \times {b_2}^3$$
$$= \frac{1}{12} \times 7 \times 1^3$$
$$= 1{,}97 \text{ m}^2$$

Kekauan struktur arah x,

$$K_x = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 1{,}97}{5}$$
$$= 30408{,}87 \text{ kN/m}$$

Momen inersia struktur arah y,

$$I = \frac{1}{12} \times {B_y}^3 \times b_2$$
$$= \frac{1}{12} \times 7^3 \times 1$$
$$= 42{,}88 \text{ m}^2$$

Kekauan struktur arah y,

$$K_y = \frac{3EI}{L}$$
$$= \frac{3 \times 25742{,}96 \times 42{,}88}{5}$$
$$= 662237{,}65 \text{ kN/m}$$

Periode getaran struktur arah x,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_x}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{7525{,}67}{9{,}81 \times 30408{,}87}}$$

$$= 1{,}00 \text{ detik}$$

Periode getaran struktur arah y,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{9{,}81 \times K_y}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{7525{,}67}{9{,}81 \times 662237{,}65}}$$

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

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah x,

$T = 1{,}00$ detik

$T_0 = 0{,}16$ detik

$T_s = 0{,}78$ detik

Karena, nilai T > Ts maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$= \frac{0{,}60}{1{,}00}$$

$$= 0{,}60$$

Penentuan koefisien respon elastic (Csm) arah y,

$T = 0{,}21$ detik

$T_0 = 0{,}16$ detik

$T_s = 0{,}78$ detik

Karena, nilai T > T0 maka persamaan untuk nilai Csm adalah sebagai berikut.

$$C_{sm} = S_{DS}$$

$$= 0{,}77$$

Dari perhitungan di atas maka penentuan gaya gempa rencana dapat dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$T_{EQ}=\frac{C_{sm}}{R}\times W_t$

Adapun faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur diperoleh dari Tabel 7 dalam (Badan Standardisasi Nasional, 2016). Sehingga penentuan gaya gempa rencana arah x dan arah y adalah sebagai berikut.

Faktor modifikasi respons pondasi $R = 1$

Faktor modifikasi respons kolom $R = 3$

Gaya gempa rencana arah x pondasi,

$$T_{EQX} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,60}{1} \times 7525,67$$
$$= 4524,58 \text{ kN}$$

Gaya gempa rencana arah pondasi,

$$T_{EQY} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,77}{1} \times 7525,67$$
$$= 5794,76 \text{kN}$$

Gaya gempa rencana arah x kolom,

$$T_{EQX} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,60}{3} \times 7525,67$$
$$= 1508,19 \text{ kN}$$

Gaya gempa rencana arah kolom,

$$T_{EQY} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$
$$= \frac{0,77}{3} \times 7525,67$$
$$= 1931,59 \text{ kN}$$

Menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2016), gaya gempa elastis yang berpengaruh pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga menghasilkan dua skenario 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, untuk pondasi

$30\%EQ_x$

$30\% \times 4524{,}58$

$1357{,}37$ kN

$30\%EQ_y$

$30\% \times 5794{,}76$

$1738{,}43$ kN

Sehingga, untuk pilar

$30\%EQ_x$

$30\% \times 1508{,}19$

$452{,}46$ kN

$30\%EQ_y$

$30\% \times 1931{,}59$

$579{,}48$ kN

Karena beban gempa horizontal yang bekerja tidak berlokasi tepat pada tumpuan, maka terdapat jarak eksentrisitas dari titik tumpu pilar. Hal ini mengakibatkan timbulnya momen yang bekerja pada struktur tersebut. Adapun perhitungan akibat momen beban gempa horizontal dapat dihitung sebagai berikut.

Tabel 5.130 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada *Pile cap*

Beban	**P_{EQx}**	**P_{EQy}**	**Lengan**	**M_{EQx}**	**M_{EQy}**
	kN	**kN**	**m**	**kNm**	**kNm**
Beban Arah X	4524,58	1738,43	6	27147,5	10430,58
Beban Arah Y	5794,76	1357,37	6	34768,6	8144,25

Tabel 5.131 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada Pilar

Beban	P_{EQx}	P_{EQy}	Lengan	M_{EQx}	M_{EQy}
	kN	kN	m	kNm	kNm
Beban Arah X	1508,19	579,48	4,5	6786,87	2607,644
Beban Arah Y	1931,59	452,46	4,5	8692,15	2036,062

j. Rekapitulasi Pembebanan

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi pembebanan pada masing-masing jenis beban yang bekerja pada struktur pilar dan *pile cap* kolom. Detail rekapitulasi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.132 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Berat Sendiri	MS	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1514,41	757,206	-	-	-
B.	**Beban Lalu Lintas**						
1	Beban Lajur D	TD	2370,2	1185,1	-	-	-
2	Beban Pejalan Kaki	TP	300	150	-	-	-
3	Gaya Rem	TB	-	1445,625	-	112,5	-
C.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Beban Angin Struktur Atas	E_{WS1}	-	-	1357,71	-	178,06
2	Beban Angin Struktur Bawah	E_{WS2}	-	287,38	85,69	52,25	15,58
4	Beban Angin Kendaraan	E_{WL}	95,11	47,55	-	-	-
5	Beban Gempa Vertikal	E_{Qv}	4890,8	2445,401	-	-	-
6	Beban Gempa Arah x	E_{Qx}	-	27147,5	10430,6	4524,58	1738,43
7	Beban Gempa Arah y	E_{Qy}	-	34768,59	8144,25	5794,76	1357,37

Tabel 5.133 Rekapitulasi Pembebanan Pada Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Momen		Horizontal	
			P	Mx	My	Tx	Ty
			kN	kNm	kNm	kN	kN
A.	**Beban Mati**						
1	Berat Sendiri	MS	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1514,41	757,206	-	-	-
B.	**Beban Lalu Lintas**						
1	Beban Lajur D	TD	2370,2	1185,1	-	-	-
2	Beban Pejalan Kaki	TP	300	150	-	-	-
3	Gaya Rem	TB	-	1445,625	-	112,5	-
C.	**Beban Aksi Lingkungan**						
1	Beban Angin Struktur Atas	E_{WS1}	-	-	1090,62	-	178,06
2	Beban Angin Struktur Bawah	E_{WS2}	-	209,00	62,32	52,25	15,58
4	Beban Angin Kendaraan	E_{WL}	4890,80	2445,40	-	-	-
5	Beban Gempa Vertikal	E_{Qv}	4890,80	2445,40	-	-	-
6	Beban Gempa Arah x	E_{Qx}	-	6786,87	2607,64	1508,19	579,48
7	Beban Gempa Arah y	E_{Qy}	-	8692,15	2036,06	1931,59	452,46

k. Kombinasi Pembebanan

Berikut merupakan kombinasi pembebanan pada struktur *pile cap* pilar dan pilar.

Tabel 5. 134 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1	2370,20	1185,10	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1	300,00	150,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1	-	1445,63	-	112,50	-
6	Beban Angin Struktur	EWS	0,3	-	86,21	433,02	15,68	58,09

Lanjutan Tabel 5.134 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
7	Beban Angin Kendaraan	EWL	1	95,11	47,55	-	-	-
Jumlah				10290,98	4952,33	433,02	128,18	58,09

Tabel 5.135 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan II *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1,3	3081,26	1540,63	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1,3	390,00	195,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1,3	-	1879,31	-	146,25	-
Jumlah				10996,93	5652,78	0	146,25	0

Tabel 5.136 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan III *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	0,8	1896,16	948,08	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0,8	240,00	120,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	0,8	-	1156,50	-	90,00	-
Jumlah				9661,83	4262,41	0	90,00	0

Tabel 5.137 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan IV *Pile cap* Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Angin Struktur	EWS	0,7	-	201,16	1010,38	36,58	135,55
			Jumlah	7525,67	2239,00	1010,38	36,58	135,55

Tabel 5.138 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I *Pile cap* Pilar Arah X

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	7814,63	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1,3	1968,74	984,37	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	4890,80	2445,40	-	-	-
4	Beban Gempa Arah x	EQx	1	-	27147,50	10430,58	4524,58	1738,43
			Jumlah	14674,17	32242,08	10430,58	4524,58	1738,43

Tabel 5.139 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I *Pile cap* Pilar Arah Y

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MA	1,3	7814,63	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	EQv	1,3	1968,74	984,37	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	4890,80	2445,40	-	-	-
4	Beban Gempa Arah y	EQy	1	-	34768,59	8144,25	5794,76	1357,37
			Jumlah	14674,17	39863,17	8144,25	5794,76	1357,37

Tabel 5.140 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-

Lanjutan Tabel 5.140 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan I Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1	2370,20	1185,10	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1	300,00	150,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1	-	1445,63	-	112,50	-
6	Beban Angin Struktur	EWS	0,3	-	62,70	345,88	15,68	58,09
7	Beban Angin Kendaraan	EWL	1	4890,80	2445,40	-	-	-
			Jumlah	15086,67	7326,66	345,88	128,18	58,09

Tabel 5.141 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan II Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1,3	3081,26	1540,63	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1,3	390,00	195,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1,3	-	1879,31	-	146,25	-
			Jumlah	10996,93	5652,78	0,00	146,25	0,00

Tabel 5.142 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan III Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	0,8	1896,16	948,08	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0,8	240	120	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	0,8	-	1156,5	-	90	-
			Jumlah	9661,828	4262,41	0	90	-

Tabel 5.143 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Layan IV Pilar

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1	6011,26	1280,63	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1	1514,41	757,21	-	-	-
3	Beban Angin Struktur	EWS	0,7	-	146,3	807,058	36,575	135,548
			Jumlah	7525,668	2184,13	807,058	36,575	135,548

Tabel 5.144 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Pilar Arah X

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	7814,63	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1,3	1968,74	984,37	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	4890,80	2445,40	-	-	-
4	Beban Gempa Arah x	EQx	1	-	6786,87	2607,64	1508,19	579,48
			Jumlah	14674,17	11881,5	2607,64	1508,19	579,476

Tabel 5.145 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrim I Pilar Arah Y

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	7814,63	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	1,3	1968,74	984,37	-	-	-
3	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	4890,80	2445,40	-	-	-
4	Beban Gempa Arah y	EQy	1	-	8692,15	2036,06	1931,59	452,46
			Jumlah	14674,17	13786,73	2036,06	1931,59	452,46

Tabel 5.146 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pile cap* dan Pilar

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Layan I	10290,98	4952,33	433,02	128,18	58,09
2	Layan II	10996,93	5652,78	0,00	146,25	0,00
3	Layan III	9661,83	4262,41	0,00	90,00	0,00

Lanjutan Tabel 5.146 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pile cap* dan Pilar

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
4	Layan IV	7525,67	2239,00	1010,38	36,58	135,55
5	Ekstrim I Arah x	14674,17	32242,08	10430,58	4524,58	1738,43
6	Ekstrim I Arah y	14674,17	39863,17	8144,25	5794,76	1357,37

Untuk memudahkan perhitungan lebar *pile cap* & pilar yang ditinjau sepanjang 1 meter, perhitungan dilakukan dari sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.147 Tinjauan Beban Per 1 Meter *Pile cap* dan Pilar

No.	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Layan I	10290,98	4952,33	128,18	1029,10	495,23	12,82
2	Layan II	10996,93	5652,78	146,25	1099,69	565,28	14,63
3	Layan III	9661,83	4262,41	90,00	966,18	426,24	9,00
4	Layan IV	7525,67	2239,00	36,58	752,57	223,90	3,66
5	Ekstrim I Arah x	14674,17	32242,08	4524,58	1467,42	3224,21	452,46
6	Ekstrim I Arah y	14674,17	39863,17	5794,76	1467,42	3986,32	579,48
Nilai Maksimum		14674,17	39863,17	5794,76	1467,42	3986,32	579,48

Tabel 5.148 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pilar

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Layan I	15086,67	7326,66	345,88	128,18	58,09
2	Layan II	10996,93	5652,78	0,00	146,25	0,00
3	Layan III	9661,83	4262,41	0,00	90,00	-
4	Layan IV	7525,67	2184,13	807,06	36,58	135,55
5	Ekstrim I Arah x	14674,17	11881,46	2607,64	1508,19	579,48
6	Ekstrim I Arah y	14674,17	13786,7	2036,0624	1931,588	452,458

Untuk memudahkan perhitungan lebar pilar yang ditinjau sepanjang 1 meter, perhitungan dilakukan dari sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5.149 Tinjauan Beban Per 1 Meter Pada pilar

No.	Kombinasi	Lebar = 7 m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Layan I	15086,67	7326,66	128,18	2155,24	1046,67	18,31
2	Layan II	10996,93	5652,78	146,25	1570,99	807,54	20,89
3	Layan III	9661,83	4262,41	90,00	1380,26	608,92	12,86
4	Layan IV	7525,67	2184,13	36,58	1075,10	312,02	5,23
5	Ekstrim I Arah x	14674,17	11881,46	1508,19	2096,31	1697,35	215,46
6	Ekstrim I Arah y	14674,17	13786,73	1931,59	2096,31	1969,53	275,94
Nilai Maksimum		15086,67	13786,73	1931,59	2155,24	1969,53	275,94

2. Pembebanan *Pier Head*

Perhitungan pembebanan pada bawah *pile cap* bertujuan mengetahui besarnya berbagai gaya yang bekerja pada struktur tersebut. Perhitungan pembebanan bawah *pile cap* dapat dilihat sebagai berikut ini.

a. Berat Mati Sendiri (MS)

1) Berat mati sendiri struktur atas pilar

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total struktur atas, sedangkan untuk beban yang bekerja pada *pier head* adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali berat mati itu sendiri. Sehingga didapatkan beban mati sendiri struktur atas pilar dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya aksial pada *pile cap*,

$$P_{MS} = W_{MS}$$
$$= 2561{,}26 \text{ kN}$$

Gaya aksial pada pilar,

$$P_{MS} = W_{MS}$$

$= 2561{,}26$ kN

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

e $= 0{,}5$ m

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap*,

$M_{MS} = e \times P_{MS}$

$= 0{,}5 \times 2561{,}26$ kN

$= 1280{,}63$ kNm

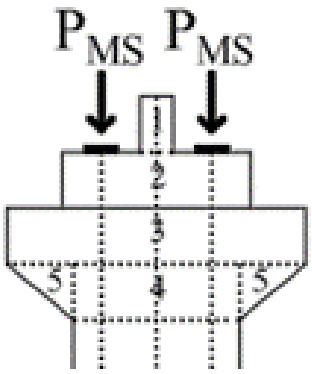
Momen akibat eksentrisitas pada pilar,

$M_{MS} = e \times P_{MS}$

$= 0{,}5 \times 2561{,}26$ kN

$= 1280{,}63$ kNm

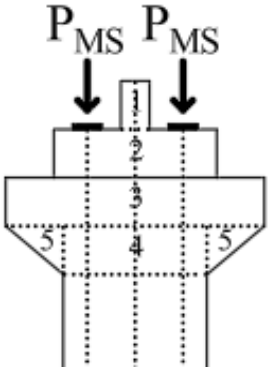
Berikut merupakan gambar peletakan struktur atas yang terjadi.



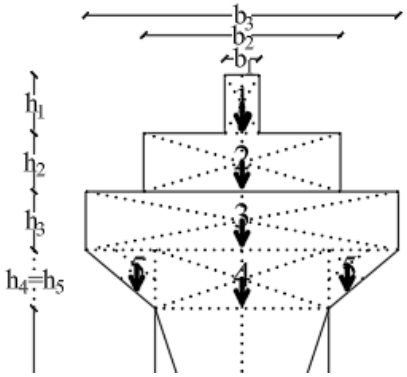
Gambar 5.127 Penyaluran Beban Mati Sendiri Struktur *Pier Head*

2) Berat Sendiri Struktur Bawah

Berikut merupakan gambar rencana struktur bawah pilar.



Gambar 5.128 Dimensi Struktur *Pier Head*



Gambar 5.129 Titik Berat Struktur *Pier Head*

Dari gambar diatas didapatkan berat struktur bawah *pier head* dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.150 Berat Sendiri Struktur Bawah *Pier Head*

Keterangan	No	B	h	L	Shape	Area	Direc	Berat Volume	Lengan	Berat	Momen
		M	m	m		m^2		kN/m^3	m	kN	kNm
Pier Head	1	0,3	0,5	10	1	1,5	0	24	0,00	36,00	0,00
Pier Head	2	1,7	0,5	10	1	8,5	0	24	0,00	204,00	0,00
Pier Head	3	2,7	0,5	10	1	13,5	0	24	0,00	324,00	0,00
Pier Head	4	1,5	0,5	10	1	7,5	0	24	0,00	180,00	0,00
Pier Head	5	0,6	0,5	10	0,5	3	0	24	1,05	72,00	0,00
									Total	816,00	0,00

Sehingga, dari perhitungan di atas total hasil berat pembebanan sendiri pada struktur pilar adalah sebagai berikut.

Tabel 5.151 Hasil Pembebanan Pier Head (W_{PH})

No	Keterangan	P_{MS}	M_{MS}
		kN	**kNm**
1	Berat Struktur Atas	2561,26	1280,63
2	Berat *Pier Head*	816,00	0,00
	Total	3377,26	1280,63

b. Berat Mati Tambahan (M_A)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada *pier head* adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing perletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pier head*,

$$P_{MA} = W_{MA}$$
$$= 1514{,}41 \text{ kN}$$

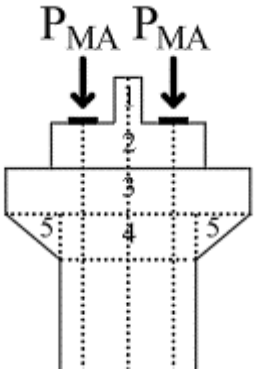
Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$$e = 0{,}5 \text{ m}$$

Momen akibat eksentrisitas pada *pier head*,

$$M_{MA} = e \times P_{MA}$$
$$= 0{,}5 \times 1514{,}41 \text{ kN}$$
$$= 757{,}21 \text{ kNm}$$

Berikut merupakan gambar peletakan struktur mati tambahan yang terjadi



Gambar 5.130 Penyaluran Beban Mati Tambahan *Pier Head*

c. Beban Lajur (T_D)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pier head*,

$$P_{TD} = W_{TD}$$
$$= 2370{,}20 \text{ kN}$$

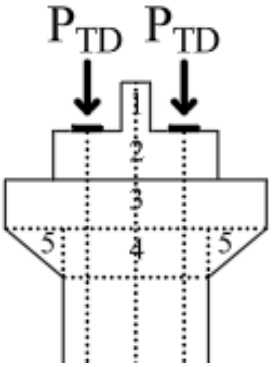
Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$$e = 0{,}5 \text{ m}$$

Momen akibat eksentrisitas pada *pier head*,

$$M_{TD} = e \times P_{TD}$$
$$= 0{,}5 \times 2370{,}20 \text{ kN}$$
$$= 1185{,}10 \text{ kNm}$$

Berikut merupakan gambar peletakan beban lajur D yang terjadi



Gambar 5.131 Penyaluran Beban Lajur D *Pier Head*

d. Beban Pejalan Kaki

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban mati tambahan, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban mati tambahan itu sendiri.

Gaya aksial pada *pier head*,

$P_{TP} = W_{TP}$

$= 300$ kN

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

$e = 0{,}5$ m

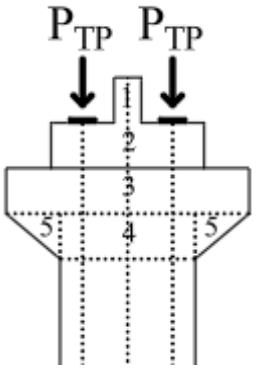
Momen akibat eksentrisitas pada *pier head*,

$M_{TP} = e \times P_{TP}$

$= 0{,}5 \times 300$ kN

$= 150$ kNm

Berikut merupakan gambar peletakan beban pejalan kaki yang terjadi



Gambar 5.132 Penyaluran Beban Pejalan Kaki *Pier Head*

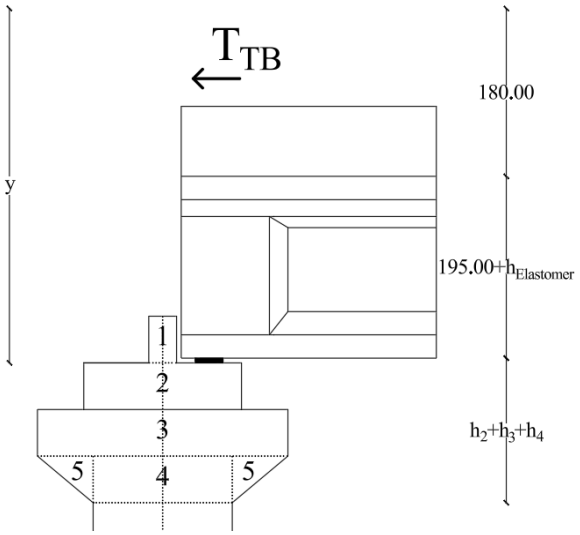
e. Beban Rem (T_B)

Pada pembebanan *abutment* beban yang bekerja pada masing-masing *abutment* adalah 1/2 dari beban total beban pejalan kaki, sedangkan untuk beban yang bekerja pada pilar adalah 2 kali dari 1/2 beban pada masing-masing peletakan atau sama dengan 1 kali beban pejalan kaki itu sendiri.

Gaya aksial pada *pier head*,

$$T_{TB} = W_{TB}$$
$$= 112{,}51 \text{ kN}$$

Karena beban rem yang bekerja tidak berada pada tumpuan secara simetris maka terdapat lengan pada titik tumpu pilecap sehingga terjadi momen yang bekerja.



Gambar 5.133 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Rem Pada *Pier Head*

Lengan terhadap *pier head*,

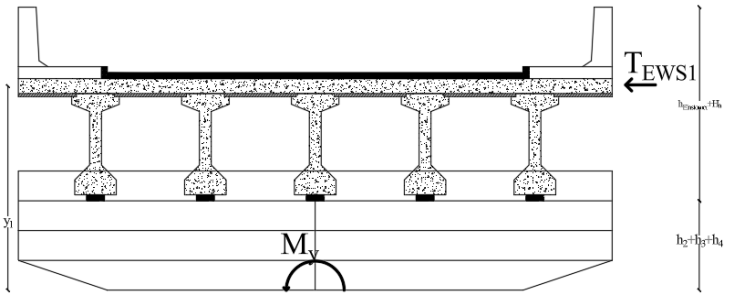
$$y = 1{,}8 + h_g + t_s + t_a + h_{elastomer} + h_2 + h_3 + h_4$$
$$= 5{,}35 \text{ m}$$

Momen terhadap *pier head*,

$$M_{TB1} = T_{TB} \times y$$
$$= 112{,}51 \times 5{,}35$$
$$= 601{,}88 \text{ kNm}$$

f. Beban Angin (EW)

1) Beban Angin Struktur (E_{WS1})



Gambar 5.134 Penyaluran Beban Dan Momen Beban Angin Struktur Atas Pada *Pier Head*

Didapatkan beban angin struktur dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya angin horizontal *pier head*,

$$W_{EWS1} = T_{EWS1}$$
$$= 178{,}06 \text{ kN}$$

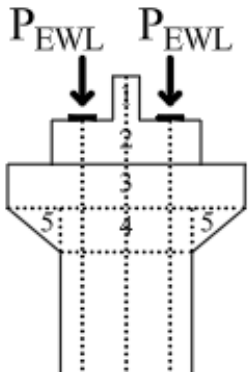
Lengan terhadap *pier head*,

$$y_1 = 1{,}8 + h_g + t_s + t_a + h_{elastomer} + h_2 + h_3 + h_4$$
$$= 2{,}68 \text{ m}$$

Momen terhadap *pier head*,

$$M_{EWS1} = T_{EWS1} \times y_1$$
$$= 178{,}06 \times 2{,}68$$
$$= 476{,}31 \text{ kNm}$$

2) Beban Angin Kendaraan (E_{WL})



Gambar 5.135 Penyaluran Beban Angin Kendaraan *Pier Head*

Berikut merupakan data beban angin kendaraan yang diperoleh dari perhitungan sub bab sebelumnya.

Tekanan angin kendaraan,	E_{WL}=	1,46 N/mm
Panjang bentang jembatan,	L_b=	30000 mm
Panjang lengan,	y=	$1800 + t_a + t_s + H_g$
	=	3800 mm
Jarak antar roda	x=	1750 mm

Sehingga, gaya tekan angin kendaraan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$W_{EWL} = \frac{EW_L \times L_b \times y}{x}$$
$$= \frac{1{,}46 \times 30000 \times 3800}{1750}$$
$$= 95108{,}60 \text{ N}$$
$$= 95{,}11 \text{ kN}$$

Gaya angin aksial pada *pile cap,*

$$P_{EWL} = W_{EWL}$$
$$= 95{,}11 \text{ kN}$$

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan *pilecap*, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

Momen akibat eksentrisitas pada *pile cap,*

$$M_{EWL} = e \times P_{EWL}$$
$$= 0{,}5 \times 95{,}11$$
$$= 47{,}55 \text{ kNm}$$

g. Gempa Vertikal (E_{QV})

Didapatkan gaya reaksi peletakan pada perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut.

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas, P_{MS}= 2561,26 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan, P_{MA}= 1514,41 kN

Sehingga perhitungan beban vertikal berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2016) adalah sebagai berikut.

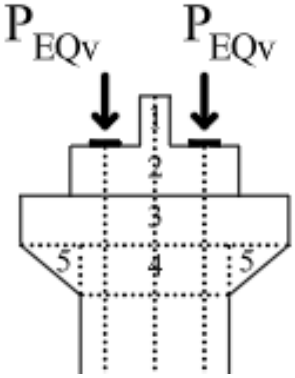
Gempa vertikal 1,

$$E_{QV1} = 10\% \times (P_{MS} + P_{MA})$$
$$= 10\% \times (2561{,}26 + 1514{,}41)$$
$$= 407{,}57 \text{ kN}$$

Gempa vertikal 2,

$$E_{QV2} = 120\% \times (P_{MS} + P_{MA})$$
$$= 120\% \times (2561{,}26 + 1514{,}41)$$
$$= 4890{,}80 \text{ kN}$$

Karena nilai gempa vertikal 2 lebih besar dari gempa vertikal 1, maka nilai yang digunakan adalah nilai gempa vertikal 2.



Gambar 5.136 Penyaluran Beban Gempa Vertikal *Pier Heead*

Perletakan beban berada 50 cm atau 0.5 m dari titik tumpuan pilecap, sehingga terdapat momen yang mengakibatkan eksentrisitas.

Momen akibat eksentrisitas pada *pier head*,

$$M_{EQV} = e \times P_{EQv}$$
$$= 0{,}5 \times 4890{,}80$$

$= 2445{,}40\text{kNm}$

h. Rekapitulasi Pembebanan

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil rekapitulasi pembebanan *pier head* seperti yang ditampilkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.152 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,43	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,82	1514,41	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1,8	4266,36	2133,18	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1,8	540,00	270,00	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1,8	-	1083,38	-	202,50	-
			Jumlah	12225,62	6665,78	0	202,5	0

Tabel 5.153 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat II

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,433	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,824	1514,41	-	-	-
3	Beban Lajur D	TD	1,4	3318,28	1659,14	-	-	-
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1,4	420	210	-	-	-
5	Gaya Rem	TB	1,4	-	842,625	-	157,5	-
			Jumlah	11157,54	5890,99	0	157,5	0

Tabel 5. 154 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,43	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,82	1514,41	-	-	-
3	Beban Angin Struktur Atas	EWS1	1,4	-	-	666,84	-	249,28
			Jumlah	7419,26	3179,23	666,836	0	249,28

Tabel 5.155 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat IV

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,43	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,82	1514,41	-	-	-
			Jumlah	7419,257	3179,23	0	0	0

Tabel 5.156 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,43	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,82	1514,41	-	-	-
3	Beban Angin Struktur Atas	EWS1	0,4	-	-	190,52	-	71,22
4	Beban Angin Kendaraan	EWL	1	95,11	47,55	-	-	-
			Jumlah	7514,37	3226,78	190,52	0,00	71,22

Tabel 5.157 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Ekstrem I

No.	Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Momen		Horizontal	
				P	Mx	My	Tx	Ty
				kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Berat Sendiri	MS	1,3	4390,43	1664,82	-	-	-
2	Beban Mati Tambahan	MA	2	3028,82	1514,41			
3	Beban Gempa Vertikal	EQv	1	4890,802	2445,4			
			Jumlah	12310,06	5624,63	0	0	0

Tabel 5.158 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pier Head*

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
1	Kuat I	12225,62	6665,78	0,00	202,50	0,00
2	Kuat II	11157,54	5890,99	0,00	157,50	0,00
3	Kuat III	7419,26	3179,23	666,84	0,00	249,28
4	Kuat IV	7419,26	3179,23	0,00	0,00	0,00
5	Kuat V	7514,37	3226,78	190,52	0,00	71,22

Lanjutan Tabel 5.159 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pier Head*

No.	Kombinasi	Vertikal	Momen		Horizontal	
		P	Mx	My	Tx	Ty
		kN	kNm	kNm	kN	kN
6	Ekstrim I	12310,06	5624,63	0,00	0,00	0,00

Untuk memudahkan perhitungan lebar *pier head* yang ditinjau sepanjang 1 meter, perhitungan dilakukan dari sumbu lemahnya, yaitu sumbu X. Berikut adalah langkah-langkah perhitungannya.

Tabel 5. 160 Tinjauan Beban Per 1 Meter Pada *Pier Head*

No.	Kombinasi	Lebar = 10 m			Lebar = 1m		
		P	Mx	Px	P	Mx	Px
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	12225,62	6665,78	202,50	1222,56	666,58	20,25
2	Kuat II	11157,54	5890,99	157,50	1115,75	589,10	15,75
3	Kuat III	7419,26	3179,23	0,00	741,93	317,92	0,00
4	Kuat IV	7419,26	3179,23	0,00	741,93	317,92	0,00
5	Kuat V	7514,37	3226,78	0,00	751,44	322,68	0,00
6	Ekstrim I	12310,06	5624,63	0,00	1231,01	562,46	0,00
Nilai Maksimum		12310,06	6665,78	202,50	1231,01	666,58	20,25

5.5.3 Desain Tulangan Struktur Pilar

Langkah selanjutnya setelah melakukan analisis pembebanan pada *abutment* adalah melakukan analisis desain tulangan pada *abutment*.

1. Struktur Pilar.

   Desain tulang pilar mengacu pada pedoman (Badan Standardisasi Nasional, 2004) dan (Badan Standardisasi Nasional, 2019). Adapun analis perhitungan dilakukan pada sumbu lemah struktur pilar yaitu pada sumbu x. Adapun langkah perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

   a. Rekap momen dan gaya tekan

      Momen dan gaya tekan diambil tinjauan dengan lebar per 1 meter, adapun momen dan gaya tekan yang bekerja pada struktur pilar diambil pada kombinasi pembebanan ekstrem I. Berdasarkan perhitungan pada sub bab sebelumnya didapatkan nilai momen dan gaya tekan yang bekerja adalah sebagai berikut.

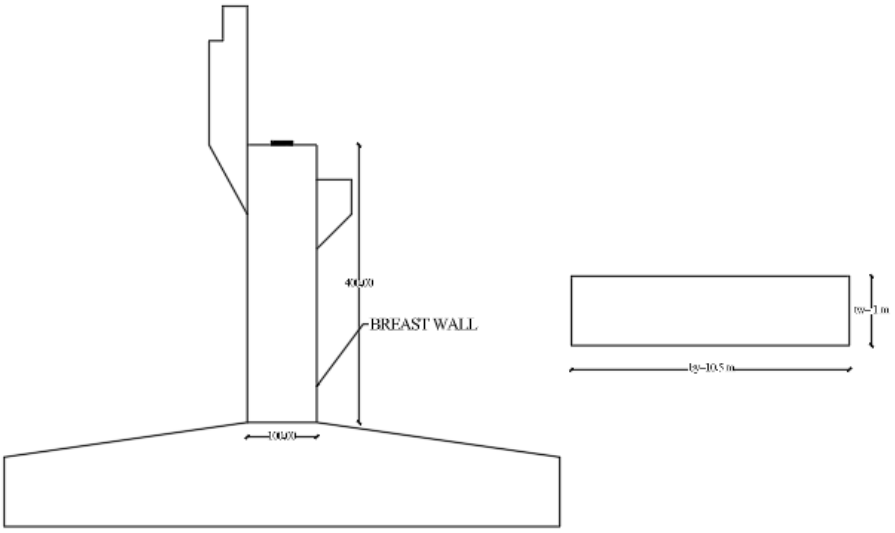
P_u = 2155,24 kN

V_u = 275,94 kN

M_u = 1969,53 kNm

b. Perhitungan sifat penampang

Berikut merupakan dimensi pada pilar untuk perhitungan sifat penampang.



Gambar 5. 137 Dimensi *Breast Wall*

Kuat tekan beton, $f'c$ = 30 MPa

tw = 1,5 m

by = 7 m

Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$

$= 4700 \times \sqrt{f'_c}$

$=$ 25742960 kN/m^2

Luas penampang *breast wall*, $A_c = tw \times by$

$=$ 10,5 m^2

Momen inersia, $I_c = \frac{1}{12} \times \text{by} \times tw^3$

$= \frac{1}{12} \times 7 \times 1{,}5^3$

$=$ 1,97 m^4

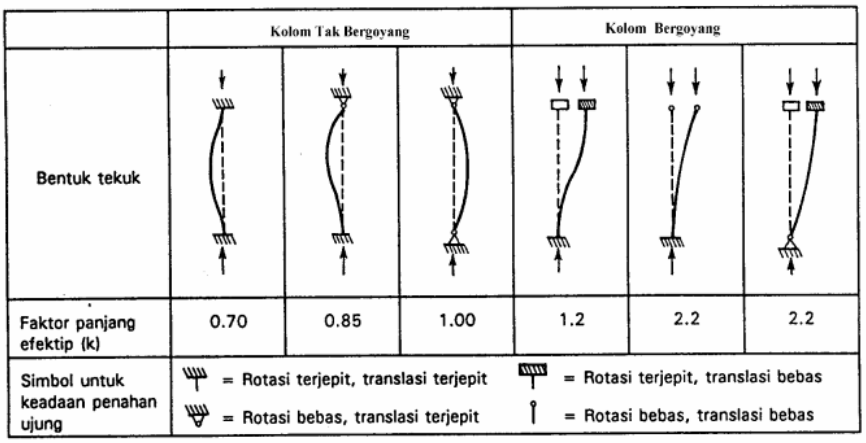
Jari-jari girasi $r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{1{,}97}{10{,}5}}$

$=$ 0,43 m

c. Nilai kelangsingan kolom

Berikut merupakan gambar untuk menentukan nilai faktor panjang efektif (*K*).



Gambar 5. 138 Faktor Panjang Efektif
(Sumber: Direktorat Jendral Bina Marga, 2021)

Faktor panjang efektif, $k = 2{,}2$

Nilai kelangsingan, $= \frac{KL}{r_c}$

$= \frac{2{,}2}{0{,}43}$

$= 20{,}32$

Karena nilai kelangsingan yang diperoleh adalah 20,32 , dimana nilai tersebut < 22. Maka tidak perlu memperhitungkan faktor pembesaran momen.

d. Desain Tulangan Pokok

Perancangan tulangan utama dilakukan menggunakan metode diagram ϕMn-ϕPn, dengan faktor reduksi yang diterapkan sebesar ϕ = 0,9 untuk Mu dan ϕ = 0,75 untuk Pu. Berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2004),untuk dinding dengan ketebalan lebih dari 200 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapisan, masing-masing di dekat permukaan dinding. Berikut merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan kebutuhan tulangan utama yang diperlukan.

Gaya tekan ultimit, $P_u = 2155{,}24$ kN

Momen ulitmit desain, $M_u = 1969{,}53$ kNm

Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	40 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	25 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	13 mm
Jarak minimum antar tulangan,	s_t	=	25 mm
Lebar,	b	=	1000 mm
Tinggi,	h	=	1500 mm
Persen luas tulangan,		=	0,50 %
Luas penampang,	A_g	=	$b \times h$
		=	1000×1500
		=	1500000 mm^2
Jarak tulangan ke permukaan beton terluar,	d'	=	$P_b + D_s + D_p + \frac{1}{2}s_t$
		=	$40 + 13 + 25 + \frac{1}{2}.25$
		=	90,5 mm
Tinggi efektif,	d	=	$h - d'$
		=	$1500 - 90{,}5$
		=	1409,5 mm
Luas tulangan perdiamater pokok,	A_{s1D}	=	$\frac{1}{4} \times \pi \times {D_p}^2$
		=	$\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$
		=	490.87 mm^2
Luas tulangan,	A_s	=	$\% \times A_g$
		=	$0{,}50\ \% \times 1500000$
		=	7500 mm^2
Jumlah tulangan pokok,	n	=	$\frac{A_s}{A_{s1D}}$
		=	$\frac{7500}{490.87}$

$= 15{,}28$

Digunakan, $n = 16$

Luas tulangan pokok pakai, $A_{s'} = n \times A_{s1D}$

$= 16 \times 490{,}87$

$= 7853{,}98$ mm

Luas tulangan pokok pakai, $A_{st} = 2 \times A_s$

$= 2 \times 10500$

$= 15707{,}96$ mm

Faktor balok tekan,, $\beta 1 = 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}84$

Regangan kritis beton, $\varepsilon_c = 0{,}003$

Dalam perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan penghitungan persentase luas tulangan pokok pada satu sisi secara berurutan mulai dari 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, 0,9%, hingga 1%.

1) Kondisi desak sentris (M_n=0)

$$P_n = 0{,}8 \times \left(0{,}85 \times f'_c \times \left(A_g - A_{st}\right) + \left(A_{st} \times f_y\right)\right)$$

$$= 0{,}8 \times \left(0{,}85 \times 30 \times (1500000 - 15707{,}96) + (15707{,}96 \times 420)\right)$$

$$= 35557433{,}21 \text{ N}$$

$$= 35557{,}43 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$$

$$= 0{,}75 \times 35557{,}43$$

$$= 26668{,}07 \text{ kN}$$

2) Kondisi *balance*

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$

$$= \frac{420}{200000}$$

$= 0{,}0021$

Jarak garis netral kondisi seimbang,

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{(\varepsilon_c+\varepsilon_y)} \times d$$
$$= \frac{0{,}003}{(0{,}003+0{,}0021)} \times 1409{,}5$$
$$= 829{,}12 \text{ mm}$$

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a_b = C_b \times \beta_1$$
$$= 829{,}12 \times 0{,}84$$
$$= 693{,}14$$
$$\varepsilon_s = \frac{(d-C_b)}{C_b} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1409{,}5-829{,}12)}{829{,}12} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0021$$

Tegangan pada tulangan tekan,

$$f_s' = \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 394{,}50 \text{ MPa}$$

Gaya tekan kondisi balance,

$$C_{cb} = 0{,}85 \times f'_c \times ab \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times 693{,}14 \times 1000$$
$$= 26512695 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_{sb} = A_s' \times \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 7853{,}98 \times (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 3098395{,}75 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_{sb} = A_s' \times f_y$$
$$= 7853{,}98 \times 420$$
$$= 3298672{,}28 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$$P_n = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$
$$= 26512695 + 3098395{,}75 - 3298672{,}28$$
$$= 26312418{,}47 \text{ N}$$
$$= 26312{,}42 \text{ kN}$$

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_{cb}.\left(\frac{h}{2} - \frac{ab}{2}\right)\right] + \left[C_{sb}.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_{sb}.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[26512695.\left(\frac{1500}{2} - \frac{693{,}14}{2}\right)\right] + \left[3098395{,}75.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[3298672{,}28\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 14914851725 \text{ Nmm}$$
$$= 14914{,}85 \text{ kNm}$$

Karena, 0,002 < ε_s < 0,05. Maka, ϕ dapat diperhitungkan dengan persamaan sebagai berikut.

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon_s - 0{,}002) \times \left(\frac{250}{3}\right)$$
$$= 0{,}65 + (0{,}0021 - 0{,}002) \times \left(\frac{250}{3}\right)$$
$$= 0{,}66$$

Sehingga,

$$\phi P_n = 0{,}66 \times P_n$$
$$= 17322{,}34 \text{ kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}66 \times M_n$$
$$= 9818{,}94 \text{ kNm}$$

3) Kondsi patah desak (C>Cb, C= 1,5 Cb)

Jarak garis netral kondisi patah desak,

$$C = C_b \times 1{,}5$$
$$= 829.12 \times 1{,}5$$
$$= 1243{,}68 \text{ mm}$$

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a = C \times \beta_1$$
$$= 1243{,}68 \times 0.84$$

$$= 1039{,}71 \text{ mm}$$

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$
$$= \frac{420}{200000}$$
$$= 0{,}0021$$
$$\varepsilon_s = \frac{(d-C)}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1409{,}5-1243{,}68)}{1243{,}68} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0004$$

Karena nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s = \varepsilon_s \times E_s$$
$$= 0{,}0004 \times 200000$$
$$= 80 \text{ MPa}$$
$$\varepsilon_s' = \frac{(C-d')}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(1243{,}68-90{,}5)}{1243{,}68} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0028$$

Karena nilai $\varepsilon_s' > \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$f_s' = f_y = 420\ MPa$

Gaya tekan kondisi patah desak,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times a \times b$$
$$= 26512695 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times \left(f_y - 0{,}85 \times f'_c\right)$$
$$= 7853{,}98 \times (420 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 3098395{,}75 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s$$
$$= 7853{,}98 \times 80$$

$= 628318{,}53$ N

Kapasitas gaya aksial nominal,

$P_n = C_c + C_s - T_s$

$= 26512695 + 3098395{,}75 - 628318{,}53$

$= 28982772{,}22$ N

$= 28982{,}77$ kN

Momen nominal,

$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$

$= \left[26512695.\left(\frac{1500}{2} - \frac{693{,}14}{2}\right)\right] + \left[3098395{,}75.\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[628318{,}53\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$

$= 8559485474{,}84$ Nmm

$= 8559{,}49$ kNm

Karena nilai $\varepsilon_s < 0{,}002$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,75. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$

$= 21737{,}08$ kN

$\phi M_n = 0{,}75 \times M_n$

$= 6419{,}61$ kNm

4) Kondisi patah tarik (C<Cb, C= 0,5 Cb)

Jarak garis netral kondisi patah tarik,

$C = C_b \times 1{,}5$

$= 829{,}12 \times 0{,}5$

$= 414{,}56$ mm

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$a = C \times \beta_1$

$= 414{,}56 \times 0.84$

$= 346{,}57\ mm$

Regangan kritits tulangan tarik,

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$

$$= \frac{420}{200000}$$

$$= 0{,}0021$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d-C)}{C} \times 0{,}003$$

$$= \frac{(1409{,}5-414{,}56)}{414{,}56} \times 0{,}003$$

$$= 0{,}0072$$

Karena nilai $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s = f_y = 420$$

$$\varepsilon_s' = \frac{(C-d')}{C} \times 0{,}003$$

$$= \frac{(414{,}56-90{,}5)}{414{,}56} \times 0{,}003$$

$$= 0{,}0023$$

Karena nilai $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s' = \varepsilon_s' \times E_s$$

$$= 0{,}0023 \times 200000$$

$$= 469{,}02 \text{ MPa}$$

Gaya tekan kondisi patah desak,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0{,}85 \times 30 \times 346{,}57 \times b$$

$$= 8837565 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times \left(f_s' - 0{,}85 \times f'_c\right)$$

$$= 7853{,}98 \times (469{,}02 - 0{,}85 \times 30)$$

$$= 3483377{,}37 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s'$$

$$= 7853{,}98 \times 469{,}02$$

$$= 3683653{,}90 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= 8837565 + 3483377{,}37 - 3683653{,}90$$
$$= 8637288{,}47\ \text{N}$$
$$= 8637{,}29\ \text{kN}$$

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[8837565\,.\left(\frac{1500}{2} - \frac{346{,}57}{2}\right)\right] + \left[3483377{,}37\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[3683653{,}90\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 6634846603{,}91\ \text{Nmm}$$
$$= 6634{,}85\ \text{kNm}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > 0{,}005$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,9. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$$\phi P_n = 0{,}75 \times P_n$$
$$= 7773{,}56\ \text{kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}75 \times M_n$$
$$= 5971{,}36\ \text{kNm}$$

5) Kondisi lentur murni (Pn=0)

Gaya tekan kondisi lentur murni,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times (\beta_1.\,c) \times b$$
$$= 0{,}85 \times 30 \times (0{,}84.\,c) \times 1000$$
$$= 21318\ c$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_y$$
$$= 7853{,}98 \times 420$$
$$= 3298672{,}29\ \text{N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times f_s'$$
$$A_s' = 7853{,}98$$

Karena nilai c tidak diketahui dalam perhitungan ini, sehingga perlu mencari nilai c terlebih dahulu untuk dapat menghitung ke dalam balok

tekan ekuivalen, adapun perhitungan mencari nilai c adalah sebagai berikut.

$f_s^{'}=E_s.\varepsilon_s{}'$

$f_s' = E_s.\left(\frac{\varepsilon_c}{c}.(c-d)\right)$

Sehingga, keseimbangan gaya pada beton dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$T_s=C_c+C_s$

$3298672{,}29 = 21318.00\ c + A_s{}' \times 200000 \times \left(\frac{0{,}003}{c} \times (c - 90{,}5)\right)$

Persamaan di atas dikalikan dengan nilai c untuk menyederhanakan bilangan, sehingga persamaan menjadi seperti berikut ini.

$\left[3298672{,}29=21318{,}00\ c+A_s{}' \times 200000 \times \left(\frac{0{,}003}{c} \times (c\text{-}90{,}5)\right)\right] \times c$

$3298672{,}29\ c=21318\ c^2+1570796327\ c\times(0{,}003+(-0.27))$

$3298672{,}29\ c = 21318\ c^2 + 4712388{,}98\ c - 426471203$

$0 = 21318\ c^2 + 1413716{,}69\ c - 426471203$

Dari persamaan di atas dapat dihitung dengan rumus ABC. Sehingga nilai c yang di dapatkan dari persamaan rumus ABC adalah sebagai berikut.

$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2-4AC}}{2A}$

Untuk persamaan kondisi 1,

$c = \frac{-B+\sqrt{B^2-4AC}}{2A}$

$c = \frac{-426471203+\sqrt{426471203^{\,2}-4\times21318\times-426471203}}{2\times21318}$

c=112,12

Untuk persamaan kondisi 2,

$c = \frac{-B-\sqrt{B^2-4AC}}{2A}$

$c = \frac{-426471203-\sqrt{426471203^2-4\times21318\times-426471203}}{2\times21318}$

$c = -178{,}43$

Dari 2 nilai tersebut nilai yang digunakan yaitu adalah nilai positif yaitu c=112,12. Sehingga kedalaman kapasitas gaya aksial nominal dan momen nominal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini.

Kedalaman balok tekan ekuivalen,

$$a = C \times \beta_1$$
$$= 112{,}12 \times 0{,}84$$
$$= 93{,}73 \text{ mm}$$

Regangan kritits tulangan tarik,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$$
$$= \frac{420}{200000}$$
$$= 0{,}0021$$
$$\varepsilon_s' = \frac{(C - d')}{C} \times 0{,}003$$
$$= \frac{(112{,}12 - 90{,}5)}{112{,}12} \times 0{,}003$$
$$= 0{,}0006$$

Karena nilai $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$, Maka persamaan nilai *fs* adalah sebagai berikut.

$$f_s' = \varepsilon_s' \times E_s$$
$$= 0{,}0006 \times 200000$$
$$= 115{,}68 \text{ MPa}$$

Karena nilah $f'_s < f_y$ maka, yang digunakan dalam perhitungan adalah f'_s.

Sehingga.

Gaya tekan kondisi lentur murni,

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b$$
$$= 0{,}85 \times 40 \times 93{,}73 \times 1000$$
$$= 2390101{,}74 \text{ N}$$

Kuat tekan beton dari tulangan baja,

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0{,}85 \times f'_c)$$
$$= 7853{,}98 \times (115{,}68 - 0{,}85 \times 30)$$
$$= 708294{,}01 \text{ N}$$

Kuat tarik tulangan baja,

$$T_s = A_s' \times f_s$$
$$= 7853{,}98 \times 420$$
$$= 3298672{,}29 \text{ N}$$

Kapasitas gaya aksial nominal,

$P_n = 0$ kN

Momen nominal,

$$M_n = \left[C_c.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)\right] + \left[C_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right] + \left[T_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right)\right]$$
$$= \left[2390101{,}74 \ .\left(\frac{1500}{2} - \frac{93{,}73}{2}\right)\right] + \left[708294{,}01\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right] + \left[3298672{,}29\ .\left(\frac{1500}{2} - 90{,}5\right)\right]$$
$$= 2539949504 \text{ Nmm}$$
$$= 2539{,}95 \text{ kNm}$$

Karena nilai $\varepsilon_s > 0{,}005$. Maka, nilai ϕ digunakan untung batang ulir adalah sebesar 0,9. Sehingga didapatkan persamaan sebagai berikut.

$$\phi P_n = 0 \text{ kN}$$
$$\phi M_n = 0{,}9 \times M_n$$
$$= 2285{,}95 \text{ kNm}$$

6) Kondisi tarik sentris

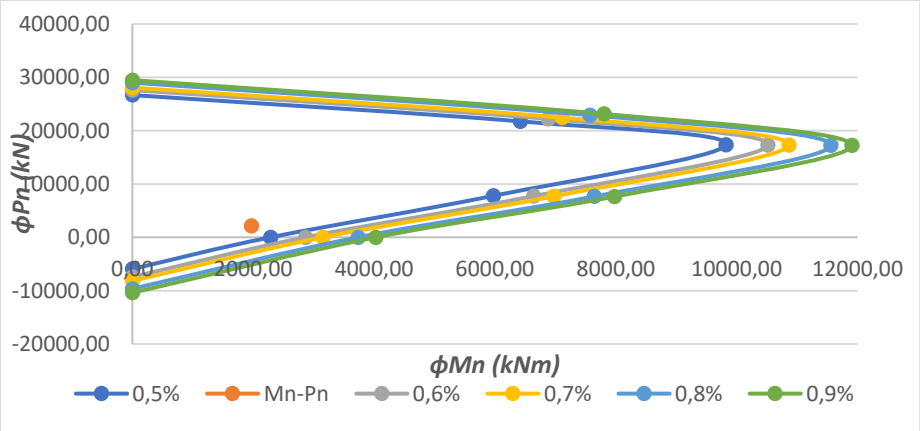
Kapasitas gaya aksial momen,

$$P_n = -(A_s + A_s') \times f_y$$
$$= -(10500 + 7853{,}98) \times 420$$
$$= -6597344{,}57 \text{ N}$$
$$= -6597{,}34 \text{ kN}$$
$$\phi = 0{,}9$$
$$\phi P_n = -5937{,}61 \text{ kN}$$
$$\phi M_n = 0 \text{ kNm}$$

7) Rekapitulasi hasil

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan ϕM_n - ϕP_n desain tulangan dari tiap kondisi yang terjadi dan dari beberapa percobaan luas tulangan

longitudinal terhadap luas penampang bruto beton di satu sisi berturut-turut sebesar 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, dan 0,9 %.



Gambar 5.139 Diagram Interaksi ϕM_n - ϕP_n

e. Cek Tulangan Pokok

Luas penampang, $A_g = 1500000$ mm^2

Luas tulangan digunakan $A_{st} = 15707{,}96$ mm

Digunakan jarak antar tulangan

$$s = \frac{A_g}{A_{st}}$$

$$= \frac{1500000}{15707{,}96}$$

$$= 95{,}49 \text{ mm}$$

Digunakan, $s = 50$ mm

Jarak tulangan minimal,

$$A_{smin1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1000 \times 1409{,}5$$

$$= 4595{,}33 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1{,}4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{1{,}4}{420} \times 1000 \times 1409{,}5$$

Digunakan, nilai yang terbesar $4698{,}33$ mm^2

Sehingga, dari data di atas jarak tulangan maksimal untuk tulangan utama dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

Jarak tulangan maksimal,

$$A_{smaks} = 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$= 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times 0{,}84 \times \frac{30}{420} \times 1000 \times 1409{,}5$$

$$= 30660{,}94 \text{ mm}$$

Cek rasio tulangan sebenarnya,

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \times 100\%$$

$$= \frac{21598{,}45}{1500000} \times 100\%$$

$$= 1{,}05\ \%$$

Adapun syarat jarak tulangan utama adalah sebagai berikut.

$A_{smin} < A_{st} < A_{smaks}$, dimana nilai yang diperoleh dari hasil perhitungan di atas adalah sebagai berikut.

4698,33 <15707,96 <30660,94

Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan syarat jarak antar tulangan utama yang digunakan pada untuk struktur pilar sudah memenuhi persyaratan. Sehingga, dapat disimpulkan tulangan utama yang digunakan struktur pilar adalah 25 D – 50 mm

f. Cek Stabilitas *P-Δ*

Menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2016),perpindahan lateral kolom atau pilar dalam arah longitudinal atau transversal harus memenuhi ketentuan berikut.

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

Adapun data yang didapatkan dari perhitungan sub bab sebelumnya adalah sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit,	Pu	=	2155,24 kN
Momen ultimit desain,	M_u	=	1969,53 kNm
Momen nominal,	ϕM_n	=	3153,54 kNm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0,9
Modulus elastisitas beton,	E_c	=	25742960,20 kN/m^3
Momen Inersia,	I_c	=	1,97 m^4
Faktor modifikasi respoon	R	=	3

Periode mode getar arah x, T_x = 1,43 detik

Periode panjang, T_s = 0,78 detik

1,25 T_s = 0,98 detik

Karena $T_x < 1.25\ T_s$ Maka

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1{,}25T_s}{T_x} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{0{,}98}{1{,}43} + \frac{1}{3}$$

$$= 0{,}79$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis,

$$\Delta_e = \frac{M_u \times L^2}{EI}$$

$$= \frac{3231{,}51 \times 6{,}5^2}{25742960{,}20 \times 0{,}79}$$

$$= 0{,}0064 \text{ m}$$

Perpindahan titik pilar terhadap dasar pondasi,

$$\Delta = R_d \times \Delta_e$$

$$= 0{,}79 \times 0{,}0064$$

$$= 0{,}0050 \text{ m}$$

Adapun persyaratan stabilitas *P-Δ* adalah sebagai berikut.

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

Sehingga,

$\Delta_{Pu} < 0{,}25\phi M_n$

$0{,}0050 \times 2155{,}24 < 0{,}25 \times 3153{,}54$

$10{,}79 < 788{,}39$ (STABIL)

Karena nilai $10{,}79 < 788{,}39$ sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka stabilitas *P-Δ* dapat disimpulkan stabil.

g. Desain Tulangan Geser

Adapun data yang diperlukan untuk menghitung kebutuhan tulangan geser diambil dari nilai gaya horizontal berdasarkan pembebanan pilar. Berikut merupakann data dan perhitungan kebutuhan tulangan geser.

Gaya geser rencana, V_u = 275,94 kN

Gaya tekan ultimit, P_u = 2155,24 kN

Diameter tulangan geser, D_g = 16 mm

Luas satu tulangan geser, $A_{sg} = \frac{1}{4} \times \pi \times {D_g}^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$

= 201,06 mm

Lebar, b = 1000 mm

Tinggi, h = 1500 mm

Luas penampang *breast wall* $A_g = b \times h$

$= 1000 \times 1500$

$= 1500000\ mm^2$

Tinggi efektif, d = 1409,5 mm

Dari data di atas gaya geser yang dapat ditahan oleh struktur beton dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\phi V_c = 0{,}75 \times \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d$$

$$= 0{,}75 \times \left(1 + \frac{2155{,}24}{14 \times 1500000}\right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 1409{,}5$$

$$= 1064058{,}98\ \text{N}$$

$$= 1064{,}06\ \text{kN}$$

Karena nilai $V_u < \phi V_c$ atau $275{,}94 < 1064{,}06$. Maka, jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$S_{min} = 0{,}5 \times h$

$= 0{,}5 \times 1500$

$= 750$ mm

Syarat 2,

$S_{min} = 300\ mm$

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 16D-300.

h. Desain tulangan pengekang

Gaya tekan ultimit, P_u = 2155,24 kN

Gaya tekan nominal, ϕP_n = 26668,07 kN

Adapun penentuan desain tulangan pengekang adalah sebagai berikut.

$P_u \leq 0{,}5\phi P_n$

Sehingga,

2155,24 ≤0,5×26668,07

$2155{,}24 \leq 13334$

Karena nilai $72155{,}24 \leq 13334$. Maka, tidak diperlukan perhitungan lebih lanjut untuk tulangan pengekang, kemudian tulangan pengekang dipasang setia 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang yang digunakan adalah 13D-300

i. Kesimpulan Hasil Desain Pada pilar.

Hasil rekapitulasi penulangan pada *breast wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.161 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada Pilar

Jenis Tulangan	Digunakan Tulangan
Tulangan Pokok	25D-50
Tulangan Geser	16D-300
Tulangan Pengekang	13D-300

Dari tabel di atas didapatkan hasil desain penulangan untuk struktur *pilar* adalah seperti gambar di bawah ini.

2. Struktur *Pier Head*

a. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit, P_u = 1231,01 kN

Gaya geser ultimit V_u = 20,25 kN

Momen ulitmit desain, M_u = 666,58 kNm

Mutu beton, f'_c = 30 MPa

Mutu baja tulangan, f'_y = 420 MPa

Modulus elastistas baja tulangan, E_s = 200000 MPa

Tebal selimut beton, P_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D_p = 16 mm

Diameter tulangan pokok, D_b = 13 mm

Diameter tulangan sengkang/geser, D_s = 10 mm

Lebar, b = 1000 mm

Tinggi, h = 500 mm

Faktor reduksi ϕ = 0,9

Faktor balok tekan,, $\beta 1 = 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0{,}05}$

$= 0{,}84$

Momen nominal, $M_n = \frac{M_u}{\phi}$

$= \frac{666{,}58}{0{,}9}$

= 740,64 kNm

Tinggi efektif, $d = h - P_b - D_b - 0{,}5D_p$

$500 - 40 - 13 - 0{,}5 \,.\, 16$

439 mm

Nilai tahanan lentur, $R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$

$\frac{22{,}18}{1000 \times 439^2}$

3,84 MPa

Nilai m $m = \frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 30}$

= 16,47

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= \frac{1{,}4}{420}$

$$= 0{,}0033$$

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

$$= \frac{0{,}85 \times 30 \times 0{,}84}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0{,}03$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}03$$

$$= 0{,}023$$

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

$$= \frac{1{,}4}{16{,}47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16{,}47 \times 3{,}84}{420}}\right)$$

$$= 0{,}014$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}0033$

Luas tulangan pokok,

$$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$$

$$= 0{,}0033 \times 1000 \times 439$$

$$= 1463{,}33 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2 \times b}{A_{sperlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1463{,}33}$$

$$= 137{,}40 \text{ mm}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2 \times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16 \times 1000}{100}$$

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

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

2010,62>1463,33

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *pier head* atas adalah 16D-100.

b. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$
$$= 50\% \times 2010{,}62$$
$$= 1005{,}31\ \text{mm}^2$$

Jarak tulangan bagi,

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_b{}^2 \times b}{A_{s'perlu}}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 1000}{1005{,}31}$$
$$= 132{,}03\ \text{mm}$$
$$= 100\ \text{mm}$$

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times b}{s}$$
$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_g{}^2 \times b}{100}$$
$$= 1327{,}32\ \text{mm}^2$$

Cek persyaratan,

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

1327,32>1005,31

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *pier head* adalah 13D-100.

c. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$
$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 439$$
$$= 400750{,}34 \text{ N}$$
$$= 400{,}75 \text{ kN}$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$$
$$= 0{,}75 \times 400{,}75$$
$$= 300{,}56 \text{ kN}$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

300,56>20,25

Karena nilai $\phi V_c > V_u$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$$S_{min} = 0{,}5 \times b$$
$$= 0{,}5 \times 1000$$
$$= 500 \text{ mm}$$

Syarat 2,

$S_{min} = 300\ mm$

Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 10 D-300.

d. Kesimpulan Hasil Desain Pada *Pier Head*

Hasil rekapitulasi penulangan pada *pier head* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.162 Rekapitulasi Desain Penulangan Pada Pilar

Jenis Tulangan	Digunakan Tulangan
Tulangan Pokok	16D-100
Tulangan Geser	13D-100
Tulangan Pengekang	10D-300

Dari tabel di atas didapatkan hasil desain penulangan untuk struktur *pier head* adalah seperti gambar di bawah ini.

5.5.4 Pondasi Pilar

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi mengalirkan beban bangunan ke tanah atau lapisan di bawahnya. Adapun jenis pondasi yang digunakan pada perencanaan jembatan Sanggarahan yaitu menggunakan pondasi tiang pancang.

1. Data Teknis

Adapun data tanah yang diperoleh adalah data tanah dengan CPT sehingga, perlu di interpolasi untuk mengetahui nilai N SPT. Berikut merupakan hasil interpolasi nilai CPT ke NSPT.

Tabel 5.163 Data Teknis Pondasi Pilar

Kedalaman (m)	SPT (N)	CPT (kg/cm^2)	Nilai CPT (kg/cm^2)	Nilai SPT (N)
1	4	20	28	6.4
	10	40		
2	10	40	104	26
	30	120		
3	50	200	236	59
	50	200		
4	30	120	136	34
	50	200		
5	30	120	168	42
	50	200		
6	4	20	40	10
	10	40		

Lanjutan Tabel 5.163 Data Teknis Pondasi Pilar

Kedalaman (m)	SPT (N)	CPT (kg/cm2)	Nilai CPT (kg/cm2)	Nilai SPT (N)
7	10	40	44	11
	30	120		
8	10	40	116	29
	30	120		
9	4	20	36	8.8
	10	40		
10	50	200	220	55
	50	200		
11	50	200	252	80
	50	200		
12	30	120	164	41
	50	200		
13	50	200	316	79
	50	200		
14	50	200	344	86
	50	200		
15	50	200	260	65
	50	200		
16	30	120	156	39
	50	200		
17	30	120	188	47
	50	200		
18	30	120	160	40
	50	200		
19	30	120	176	44
	50	200		
20	30	120	176	44
	50	200		

Pada perencanan desain pondasi pilar, direncanakan menggunakan tiang pancang dengan diamter 0,8 m. Adapun produk tiang pancang yang digunakan adalah produk tiang pancang dari PT. Wika Beton. Berikut merupakan spesifikasi tiang pancang yang diberikan oleh PT. Wika Beton

PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES **SPECIFICATION**

Concrete Compressive Strength fc' = 52 MPa (Cube 600 kg/cm²)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Inertia (cm⁴)	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
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
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
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
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
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
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
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
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
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	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

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

*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*

Gambar 5.140 Spesifikasi Tiang Pancang

Berikut merupakan data pembebanan dan data teknis yang digunakan dalam desain fondasi struktur *pilar*.

Gaya tekan ultimit beban tetap, $P = 9783{,}37$ kN

Gaya geser ultimit beban tetap, $V_x = 4524{,}58$ kN

$V_y = 0$ kN

Momen ultimit beban tetap, $M_x = 2649{,}18$ kNm

$M_y = 0$ kNm

Gaya tekan ultimit beban gempa, $P' = 4890{,}80$ kN

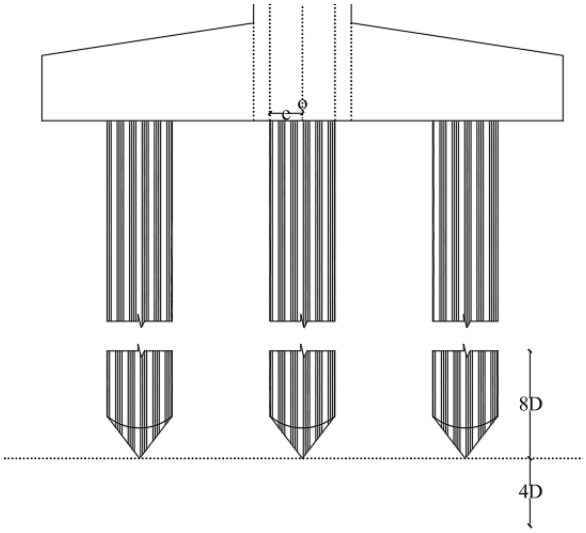
Gaya geser ultimit beban gempa, $V_x' = 4524{,}58$ kN

$V_y' = 1738{,}43$ kN

Momen ultimit beban gempa,	M_x'	=	29592,90 kNm
	M_y'	=	10430,58 kNm
Diameter tiang pancang,	D	=	1 m
Kelas tiang pancang,		=	C
Daya dukun izin tiang pancang,	Q_p	=	555,23 ton
Momen ultimit tiang pancang,	M_{u_TP}	=	240 ton.m
Kedalaman tiang pancang,	H	=	15 m
		=	49,2 ft
Keliling selimut tiang,	p	=	$\pi \times D$
		=	3,14 m
		=	10,30 ft
Luas tiang pancang,	A_p	=	$\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
		=	$\frac{1}{4} \times \pi \times 1^2$
		=	0,79 m^3
Berat permeter tiang pancang,	w	=	946 kg/m
		=	9,28 kN/m
Berat tiang pancang,	W_p	=	$w \times H$
		=	$w \times 49{,}2$
		=	139,25 kN

2. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

   Perhitungan nilai rerata SPT diambil 8D dari elevasi atas permukaan bawah tiang dan 4D dari elevasi permukaan bawah tiang ke permukaan tanah.



Gambar 5.141 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Elevasi 8D diatas permukaan tiang, $8D = H - 8D$

$= 15 - 8 \times 1$

$= 7$ m

Elevasi 4D di bawah permukaan tiang, $4D = H + 4D$

$15 + 4 \times 1$

19 m

Nilai N di bawah ujung tiang, $N1 = 42{,}50$

Nilai N di atas ujung tiang $N2 = 55{,}48$

Nilai N rerata $N_{rerata} = \frac{N1+N2}{2}$

$= \frac{42{,}50+55{,}48}{2}$

$= 48{,}99$

Dari data di atas, maka kapasitas tahanan ujung tiang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$Q_p = 400 \times A_p \times N_{rerata}$

$= 400 \times 0{,}79 \times 48{,}99$

$= 15389{,}88$ kN

$= 1570{,}40$ ton

3. Kapasitas Ujung Tiang

   Luas selimut tiang,

   $A_s = p \times H$

   $= 10{,}30 \times 49{,}2$

   $= 506{,}98\ ft^2$

   Daya dukung friksi tiang,

   $Q_s = \frac{A_S \times N_{rerata}}{50}$

   $= \frac{506{,}98 \times 48{,}99}{50}$

   $= 496{,}71\ ton$

   $= 4867{,}77\ kN$

4. Kapasitas Tahanan Ultimit Tiang

   Daya dukung ultimit tiang pancang,

   $Q_u = Q_p + Q_s - W_p$

   $= 15389{,}88 + 4867{,}77 - 139{,}25$

   $= 20118{,}39\ kN$

5. Kapasitas Tahanan Ijin Tiang

   Safety Faktor,

   $SF = 3$

   Daya dukung izin tiang pancang,

   $SF = 3$

   $Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$

   $= \frac{20118{,}39}{3}$

   $= 6706{,}13\ kN$

6. Penentuan Jumlah Tiang Pancang,

   Jumlah beban yang diterima pondasi,

   $P_u = P + P'$

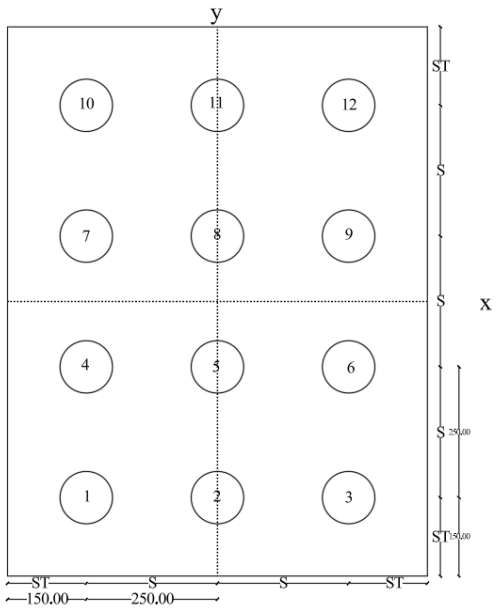
   $= 9783{,}37P + 4890{,}80$

   $= 14674{,}17\ kN$

   Jumlah tiang pancang yang digunakan,

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}}$$
$$= \frac{14674,17}{6706,13}$$
$$= 2,19$$

Dalam beberapa percobaan yang telah dilakukan, jumlah tiang harus ditambah jika kontrol gaya lateral tidak terpenuhi. Oleh karena itu, pada pilar digunakan sebanyak 12 tiang, dan konfigurasi tiang yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.142 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antara tiang pancang,

$$S = 2,5D \leq S \leq 3D$$
$$= 2,5 \leq S \leq 3$$
$$= 2,5$$

Syarat jarak tiang ke tepi,

$$S_T = 1,5D \leq S \leq 2D$$
$$= 1,5 \leq S \leq 2$$
$$= 1,5$$

7. Kontrol Gaya Pada Tiang Pancang,

   Berikut merupakan data-data yang digunakan untuk melakukan kontrol gaya pada tiang pancang.

Gaya tekan ultimit beban tetap,	P	=	9783,37 kN
Momen ultimit beban tetap,	M_x	=	2649,18 kNm
	M_y	=	0 kNm
Gaya tekan ultimit beban keseluruhan,	P'	=	14674,17 kN
Momen ultimit beban keseluruhan	M_x'	=	32242,08 kNm
	M_y'	=	0 kNm
Daya dukung izin tiang pancang,	Q_{all}	=	6706,13 kN
Jumlah tiang	n	=	12

Berikut merupakan contoh perhitungan kontrol gaya dalam tiang pancang nomor 1.

$x_1 = 3{,}75$ m

$x_2 = 2{,}5$ m

$x_1^2 = 14{,}1$ m^2

$x_2^2 = 6{,}3$ m^2

$$M_{x1} = \frac{M_x \times y_i}{\Sigma x_i^2}$$

$$= \frac{2649{,}18 \times 2{,}5}{93{,}75}$$

$$= 70{,}64 \text{ kN}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y \times x_i}{\Sigma y_i^2}$$

$$= \frac{0 \times 3{,}75}{50}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

$$P1 = \frac{P}{n} + M_{x1} + M_{y1}$$

$$= \frac{9783{,}37}{12} + 70{,}64 + 0$$

$$= 885{,}93 \text{ kN}$$

Adapun syarat kontrol gaya pada tiang pancang dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$Q_{all} > P1$

Pada contoh perhitungan tiang pancang nomor 1 didapatkan hasil sebagai berikut.

6706,13 > 885,93 (AMAN)

Karena hasil perhitungan tiang pancang nomor 1 sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya tiang pancang akibat beban tetap dapat disimpulkan aman.

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol gaya tiang pancang akibat beban tetap dan beban keseluruhan pada *abutment*.

Tabel 5.164 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Tetap

Pile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_x \times y_i}{\Sigma x_i^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\Sigma y_i^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	3,75	2,5	14,06	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
2	3,75	0	14,06	0	0,00	0	815,28	AMAN
3	3,75	2,5	14,06	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
4	1,25	2,5	1,56	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
5	1,25	0	1,56	0	0,00	0	815,28	AMAN
6	1,25	2,5	1,56	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
7	1,25	2,5	1,56	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
8	1,25	0	1,56	0	0,00	0	815,28	AMAN
9	1,25	2,5	1,56	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
10	3,75	2,5	14,06	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
11	3,75	0	14,06	0	0,00	0	815,28	AMAN
12	3,75	2,5	14,06	6,25	70,64	0	885,93	AMAN
Jumlah			93,75	50				

Tabel 5.165 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan

Pile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_x' \times y_i}{\Sigma x_i^2}$	$\frac{M_y' \times x_i}{\Sigma y_i^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	3,75	2,5	14,06	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
2	3,75	0	14,06	0	0,00	0	1222,85	AMAN
3	3,75	2,5	14,06	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
4	1,25	2,5	1,56	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
5	1,25	0	1,56	0	0,00	0	1222,85	AMAN

Lanjutan Tabel 5.165 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Pancang Akibat Beban Keseluruhan

ile	Xi	yi	xi^2	yi^2	$\frac{M_{x'} \times y_i}{\Sigma x_i^2}$	$\frac{M_{y'} \times x_i}{\Sigma y_i^2}$	P_i	Kontrol
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(kN)	(kN)	(kN)	
6	1,25	2,5	1,56	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
7	1,25	2,5	1,56	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
8	1,25	0	1,56	0	0,00	0	1222,85	AMAN
9	1,25	2,5	1,56	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
10	3,75	2,5	14,06	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
11	3,75	0	14,06	0	0,00	0	1222,85	AMAN
12	3,75	2,5	14,06	6,25	859,79	0	2082,64	AMAN
Jumlah			93,75	50				

8. Kontrol Terhadap Kelompok Tiang

Berikut merupakan data yang digunakan untuk melakukan kontrol terhadap kelompok tiang.

Jarak antar tiang terdekat, S = 2,5 m

Jumlah baris kelompok tiang, m = 4

Jumlah kolom kelompok tiang, n = 3

Jumlah tiang N = 12

Safety faktor untuk beban ekstrim, SF = 3

Safety faktor untuk beban tetap, SF = 2

Daya dukung izin tiang, Q_{all} = 6706,13 kN

Dari data di atas, maka dapat dilakukan perhitungan kelompok tiang sebagai berikut.

Efesiensi kelompok tiang,

$$\theta = \tan^{-1}\frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1}\frac{1}{2,5}$$

$$= 21,80\,°$$

$$\eta = 1 - \theta\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \times m \times n}\right]$$

$$= 1 - \theta \left[\frac{(3-1)4+(4-1)3}{90\times4\times3}\right]$$

$$= 0{,}66$$

Daya dukung kelompok tiang,

$$Q_{gu} = Q_{all} \times N \times \eta$$

$$= 6706{,}13 \times 12 \times 0{,}66$$

$$= 52857{,}43 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung kelompok tiang untuk beban tetap,

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gu}}{SF}$$

$$= \frac{52857{,}43}{2}$$

$$= 26428{,}72 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung kelompok tiang untuk beban ekstrim,

$$Q_{gall} = \frac{Q_{gu}}{SF}$$

$$= \frac{52857{,}43}{3}$$

$$= 17619{,}14 \text{ kN}$$

Adapun syarat kontrol terhadap kelompok tiang dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$Q_{gall} > P_u$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

26428,72 > 14674,17 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol terhadap kelompok tiang dapat disimpulkan aman.

9. Kontrol Gaya Lateral

Berikut merupakan data yang digunakan untuk melakukan kontrol gaya lateral.

Jumlah tiang, $N = 12$

Gaya geser ultimit, $V_u = 9049{,}17$ kN

Momen ulitmit tiang, $M_{u_TP} = 240$ ton.m

Gaya lateral satu tiang, $H = \frac{V_u}{N}$

$= \frac{9049{,}17}{12}$

		=	754,10 kN
Momen ultimit satu tiang	M	=	$M_{u_TP} \times 9{,}81$
		=	$240 \times 9{,}81$
		=	2354,40 kNm
Nilai N rerata	N_{rerata}	=	48,99

Terzaghi dan Peck (1967) memberikan korelasi antara variasi nilai N-SPT dengan kohesi tak terdrainasi (cu) seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut.

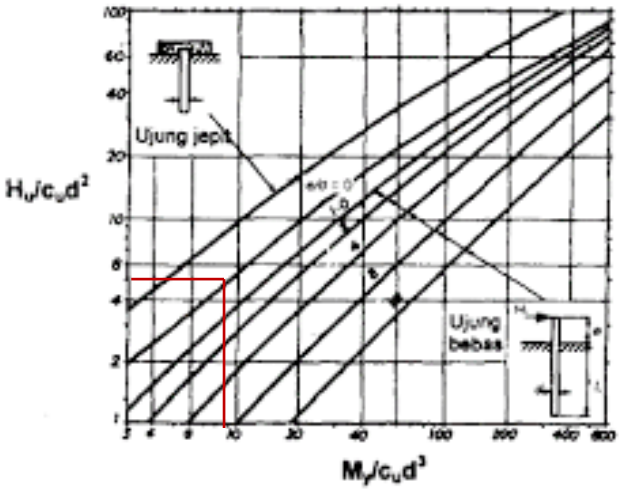
Tabel 5.166 Variasi Nilai N-SPT Dengan Nilai Kohesi Tak Terdrainasi

Konsistensi	N	Cu (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

Karena nilai N rerata yang diperoleh ada sebesar 48,99 maka digunakan nilai sebagai berikut.

Nilai kohesi,	C_u	=	200 kN/m^2
Kapasitas momen ultimit,		=	$\frac{M}{C_u \times D^3}$
		=	11,77

Menentukan kapasitas lateral ultimit tiang pancang dengan menggunakan grafik Broms (1946) pada kondisi di mana ujung tiang terjepit.



Gambar 5.143 Tahanan Lateral Ultimite Tiang Untuk Tanah Kohesif

Gaya lateral ultimit, $= \frac{H}{C_u \times D^2}$

$= 6{,}70$

$H_u = 6{,}3 \times C_u \times D^2$

$= 6{,}70 \times 200 \times 1^2$

$= 1340$ kN

Safety faktor beban keseluruhan, $SF = 1{,}5$

Daya dukung lateral izin, $H_a = 893{,}33$ kN

Adapun syarat kontrol gaya lateral dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$H < H_a$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

754,10< 893,33 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya lateral dapat disimpulkan aman.

Dari hasil analisis di atas maka dapat disimpulkan digunakan fondasi pada pilar sebanyak 12 buah tiang pancang dengan kedalaman fondasi di bawah permukaan tanah sedalam 15 m dengan diameter tiang pancang 1 m. Adapun kontrol gaya lateral pada kombinasi lainya pilar dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

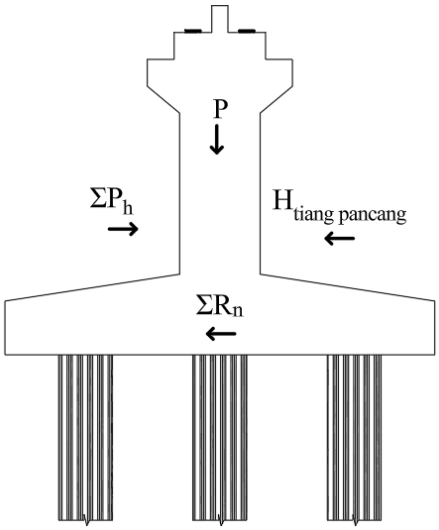
Tabel 5.167 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral

Kombinasi	Vu	H	Ha	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)	
Layan I	128,175	10,68	893,33	AMAN
Layan II	146,25	12,19	893,33	AMAN
Layan III	90	7,50	893,33	AMAN
Layan IV	36,575	3,05	893,33	AMAN
Ekstrim I	4524,58	377,05	893,33	AMAN

10. Analisis Stabilitas Pilar Dan Fondasi

a. Stabilitas terhadap pergeseran

Berikut merupakan gambar pada arah memanjang stabilitas pergeseran pilar.



Gambar 5. 144 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang

Adapun perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x dengan kondisi ekstrem I adalah sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I, P = 14674,17 kN

Jumlah gaya horizontal, ΣP_h = Tx Ekstrem I

= 6738,12 kN

Gaya lateral izin tiang, H_a = 893,33 kN

Lebar pilar arah memanjang, B_x = 8 m

Lebar pilar arah melintang, B_y = 10 m

Sudut gesek dalam *pile cap* ϕ = 35,5 °

Kohesi tanah *pile cap*,	C	=	200
Faktor adhesi	ad	=	2/3
Safety faktor,	SF	=	2
Sudut gesek antara tanah dan dasar pilar,	δ_b	=	$\frac{2}{3} \times \phi$
		=	$\frac{2}{3} \times 35{,}5\,°$
		=	$23{,}67\,°$
Adhesi antara tanah dasar dan pilar,	ca	=	133,33 kN/m^2

Sehingga dari data di atas tahanan terhadap pergeseran dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma R_h = ca \times B_x \times B_y + P \times \tan\phi + H_a$$
$$= 133{,}33 \times 8 \times 10 + 14674{,}17 \times \tan 35{,}5 + 893{,}33$$
$$= 31757{,}39 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap pergeseran,

$$SF_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h}$$
$$= \frac{31757{,}39}{6738{,}12}$$
$$= 4{,}71$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap pergeseran dapat dikatan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gs} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

4,71> 2 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap pergeseran dapat disimpulkan aman. Untuk perhitungan stabilitas terhadap pergeseran arah memanjang (Tx) dan arah melintang (Ty) pada masing-masing kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.168 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang

Kombinasi	P	T_X	ΣR_h	SF_{gs}	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)		
Layan I	10290,98	128,18	25724,40	3,82	AMAN
Layan II	10996,93	146,25	26696,07	3,96	AMAN
Layan III	9661,83	90	24858,45	3,69	AMAN
Layan IV	7525,67	36,58	21918,26	3,25	AMAN
Ekstrim I	14674,17	4524,58	31757,39	4,71	AMAN

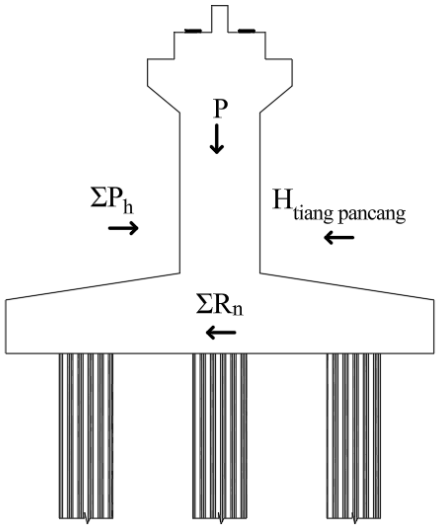
Tabel 5.169 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Melintang

Kombinasi	P	T_y	ΣR_h	SF_{gs}	Kontrol
	(kN)	(kN)	(kN)		
Layan I	10290,98	58,09	25724,40	3,82	AMAN
Layan II	10996,93	-	26696,07	3,96	AMAN
Layan III	9661,83	-	24858,45	3,69	AMAN
Layan IV	7525,67	135,55	21918,26	3,25	AMAN
Ekstrim I	14674,17	1738,43	31757,39	4,71	AMAN

b. Stabilitas terhadap penggulingan

3) Arah x (Memanjang Jembatan)

Berikut merupakan gambar stabilitas terhadap penggulingan pilar pada arah memanjang.



Gambar 5.145 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang

Dari gambar diatas maka stabilitas terhadap penggulingan dapat dilihat sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I, P = 14674,17 kN

Eksentrisitas, e = 0,5 m

Momen izin tiang pancang, M_{max} = 2354,40 kNm

Momen guling ekstrim I, M_{gl} = 32242,08 kNm

Lebar pilar arah memanjang, B_x = 8 m

Safety faktor, SF = 1,5 m

Jarak titik guling terhadap titik O, b_1 = 4 m

$= 0{,}5 + \frac{8}{2}$

= 4,5 m

Dari data di atas maka momen penahan guling dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma M_w = (P \times b_1) + (N \times M_{max})$$
$$= (14674{,}17 \times 4{,}5) + (12 \times 2354{,}40)$$
$$= 94286{,}57 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}}$$
$$= \frac{94286{,}57}{32242{,}08}$$
$$= 2{,}9$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gl} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

2,9 > 1,5 (AMAN)

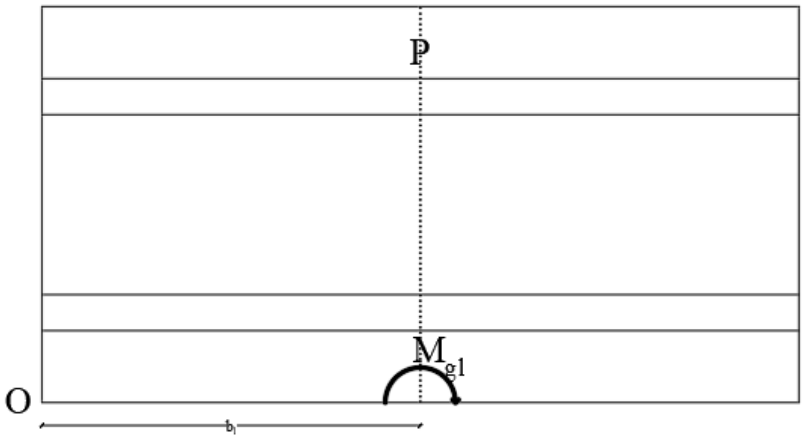
Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat disimpulkan aman. Adapun rekapitulasi perhitungan guling arah x pada masing-masing kombinasi dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.170 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang (x)

Kombinasi	P	M_X	ΣM_W	SF_{gs} > 1,5	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)		
Layan I	10290,98	4952,33	74562,19	15,1	AMAN
Layan II	10996,93	5652,78	77738,98	13,8	AMAN
Layan III	9661,83	4262,41	71731,03	16,8	AMAN
Layan IV	7525,67	2239,00	62118,31	27,7	AMAN
Ekstrim I	14674,17	32242,08	94286,57	2,9	AMAN

4) Arah y (Melintang)

Berikut merupakan gambar stabilitas terhadap penggulingan pilar pada arah melintang.



Gambar 5.146 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang

Dari gambar di atas maka stabilitas terhadap penggulingan arah y dapat dilihat sebagai berikut.

Gaya vertikal ektstrim I, P = 14674,17 kN

Eksentrisitas, e = 0,5 m

Momen izin tiang pancang, M_{max} = 2354,40 kNm

Momen guling ekstrim I, M_{gl} = 10430,58 kNm

Lebar pilar arah memanjang, B_y = 10 m

Safety faktor, SF = 1,5 m

Jarak titik guling terhadap titik O, $b_1 = e + \frac{B_y}{2}$

$$= \quad 0{,}5 + \frac{10}{2}$$

$$= \quad 5{,}5 \text{ m}$$

Dari data di atas maka momen penahan guling dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\Sigma M_w = (P \times b_1) + (M_{max})$$
$$= (14674{,}17 \times 5{,}5) + (2354{,}40)$$
$$= 83062{,}34 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan,

$$SF_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}}$$
$$= \frac{83062{,}34}{10430{,}58}$$
$$= 7{,}96$$

Adapun syarat kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan arah udapat dikatakan aman apabila sebagai berikut.

$SF_{gl} > SF$

Berikut merupakan hasil dari perhitungan di atas.

7,96 > 1,5 (AMAN)

Karena hasil perhitungan sudah sesuai dengan persyaratan yang berlaku, maka dapat disimpulkan kontrol gaya stabilitas terhadap penggulingan dapat disimpulkan aman. Adapun rekapitulasi perhitungan guling arah y pada masing-masing kombinasi dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.171 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang (y)

Kombinasi	**P**	**M_y**	**ΣM_W**	**$SF_{gs} > 1{,}5$**	**Kontrol**
	(kN)	**(kNm)**	**(kNm)**		
Layan I	10290,98	433,02	58954,77	136,15	AMAN
Layan II	10996,93	-	62837,50	-	AMAN
Layan III	9661,83	-	55494,45	-	AMAN
Layan IV	7525,67	1010,38	43745,57	43,30	AMAN
Ekstrim I	14674,17	10430,58	83062,34	7,96	AMAN

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

Pemeriksaan kapasitas izin satu tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.172 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Tiang Pancang

Kombinasi	P	M_x	My	P_{maks}	Q_{all}	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
Layan I	10290,98	4952,33	433,02	989,64	6706,13	AMAN
Layan II	10996,93	5652,78	-	1067,15	6706,13	AMAN
Layan III	9661,83	4262,41	-	918,82	6706,13	AMAN
Layan IV	7525,67	2239,00	1010,38	686,85	6706,13	AMAN
Ekstrim I	14674,17	32242,08	10430,58	2082,64	6706,13	AMAN

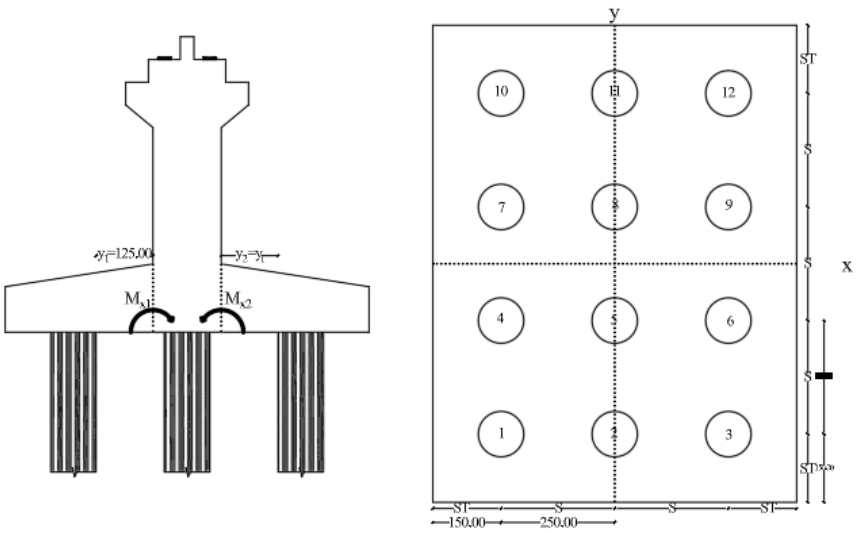
Pemeriksaan kapasitas izin kelompok tiang pancang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.173 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang

Kombinasi	P	M_x	My	P_{maks}	Q_{all}	Kontrol
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
Layan I	10290,98	4952,33	433,02	10290,98	17619,14	AMAN
Layan II	10996,93	5652,78	-	10996,93	17619,14	AMAN
Layan III	9661,83	4262,41	-	9661,83	17619,14	AMAN
Layan IV	7525,67	2239,00	1010,38	7525,67	17619,14	AMAN
Ekstrim I	14674,17	32242,08	10430,58	14674,17	17619,14	AMAN

11. Desain Tulangan *Pile cap* Pilar

Berikut merupakan gambar penyaluran beban *pile cap* ke pondasi tiang pancang.



Gambar 5.147 Perhitungan Momen Ultimit *Pile cap* Pilar

Gaya maksimum tiang pancang	P	=	1675,07 kN
Lebar pilar,	B_x	=	8
Lebar pilar arah memanjang	B_y	=	10 m
Lengan kiri = kanan	$y_1=y_2$	=	1,25 m
Gaya kumpulan tiang pancang bagian kiri=kanan	P_u	=	P1+P4+P7+P10
		=	6700,28 kN

Karena jarak sisi kanan dan sisi kiri sama maka, momen ultimit *pile cap* yang bekerja adalah sebagai berikut.

$M_u = P_u \times y$

$= 1675{,}07 \times 1{,}5$

$= 16750{,}70$

Gaya geser ultimit *pilecap*,

$V_u = 13400{,}56$

e. Desain Tulangan Pokok

Gaya geser ultimit $V_u = \frac{V_u}{B_y}$

$= \frac{13400{,}56}{10}$

= 1340,06 kN

Momen ulitmit desain,	M_u	=	$\frac{M_u}{B_y}$
		=	$\frac{16750,70}{10}$
		=	1675,07 kNm
Mutu beton,	f'_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan,	f'_y	=	420 MPa
Modulus elastistas baja tulangan,	E_s	=	200000 MPa
Tebal selimut beton,	P_b	=	70 mm
Diameter tulangan pokok,	D_p	=	22 mm
Diameter tulangan pokok,	D_b	=	19 mm
Diameter tulangan sengkang/geser,	D_s	=	13 mm
Lebar pilar,	Bx	=	8000 mm
Lebar tinjaun pilar,	b	=	1000 mm
Faktor reduksi	ϕ	=	0,9
Faktor balok tekan,,	$\beta 1$	=	$0,85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0,05}$
		=	$0,85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0,05}$
		=	0,84
Momen nominal,	M_n	=	$\frac{M_u}{\phi}$
		=	$\frac{1675,07}{0,9}$
		=	1861,19 kNm
Tinggi efektif,	d	=	$h - P_b - D_b - 0,5D_p$
			$1500 - 70 - 19 -$
			$0,5 \, . \, 22$
			1400 mm
Nilai tahanan lentur,	R_n	=	$\frac{M_n}{b \times d^2}$
			$\frac{1861,19}{1000 \times 1400^2}$
			0,95 MPa

Nilai m $m = \frac{f_y}{0{,}85 \times f'_c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \times 30}$

$= 16{,}47$

Dari data di atas maka nilai rasio tulangan dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut.

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

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}0033$

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

$= \frac{0{,}85 \times 30 \times 0{,}84}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$

$= 0{,}03$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho_{balance}$

$= 0{,}75 \times 0{,}03$

$= 0{,}023$

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

$= \frac{1{,}4}{16{,}47} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16{,}47 \times 0{,}95}{420}}\right)$

$= 0{,}004$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai $\rho_{min} > \rho_{perlu}$. Maka, rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}003$

Luas tulangan pokok,

$A_{sperlu} = \rho_{pakai} \times b \times d$

$= 0{,}003 \times 1000 \times 1400$

$= 4666{,}67\ mm^2$

Jarak tulangan pokok,

$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times {D_p}^2 \times b}{A_{sperlu}}$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times22^2\times1000}{4666,67}$$

$$= 81,46\ mm$$

$$= 50\ mm$$

Karena nilai S < 450, maka jarak tulangan pokok dapat disimpulkan aman.

Kontrol,

$$A_{sterpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times{D_p}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times16^2\times1000}{50}$$

$$= 7602,65\ mm^2$$

Cek persyaratan,

$A_{sterpasang} > A_{sperlu}$

7602,65>4666,67

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan pokok yang digunakan pada struktur *pile cap* adalah 22D-50.

f. Desain Tulangan Bagi.

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan tulangan bagi.

Luas tulangan bagi yang diperlukan,

$$A_{s'perlu} = 50\% \times A_{sterpasang}$$

$$= 50\% \times 7602,65$$

$$= 3801,33\ mm^2$$

Jarak tulangan bagi,

$$S' = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times{D_b}^2\times b}{A_{s'perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times16^2\times1000}{3801,33}$$

$$= 74,59\ mm$$

$$= 50\ mm$$

Kontrol,

$$A_{s'terpasang} = \frac{\frac{1}{4}\times\pi\times{D_g}^2\times b}{S}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 16 \times 1000}{50}$$

$$= 5670{,}57\ mm^2$$

Cek persyaratan,

$A_{s\prime terpasang} > A_{s\prime perlu}$

$5670{,}57 > 3801{,}33$

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil sudah memenuhi persyaratan, sehingga dapat disimpulkan tulangan bagi yang digunakan pada struktur *pile cap* adalah 13D-100.

g. Desain Tulangan Geser

Berikut merupakan perhitungan untuk menentukan kebutuhan tulangan geser.

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1400$$

$$= 1278019{,}30\ N$$

$$= 1278{,}02\ kN$$

Kontrol geser yang mampu ditahan oleh struktur beton,

$$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$$

$$= 0{,}75 \times 1278{,}02$$

$$= 958{,}51\ kN$$

Cek persyaratan

$\phi V_c > V_u$

$958{,}51 < 1814{,}86$

Maka diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 1814{,}86 - 958{,}51 \phi V_c$$

$$= 251{,}39\ kN$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi}$$

$$= \frac{251{,}39}{0{,}75}$$

$$= 335{,}19$$

$V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$

$335{,}19 < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times 1000 \times 1400$

335,19<2556,04

Karena nilai $V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$, maka jarak tulangan geser yang digunakan pada struktur adalah tulangan geser minimum. adapun jarak tulangan geser minimum harus diambil nilai terkecil berdasarkan 2 syarat berikut.

Syarat 1,

$S_{min} = 0{,}5 \times b$

$= 0{,}5 \times 1000$

$= 500\ mm$

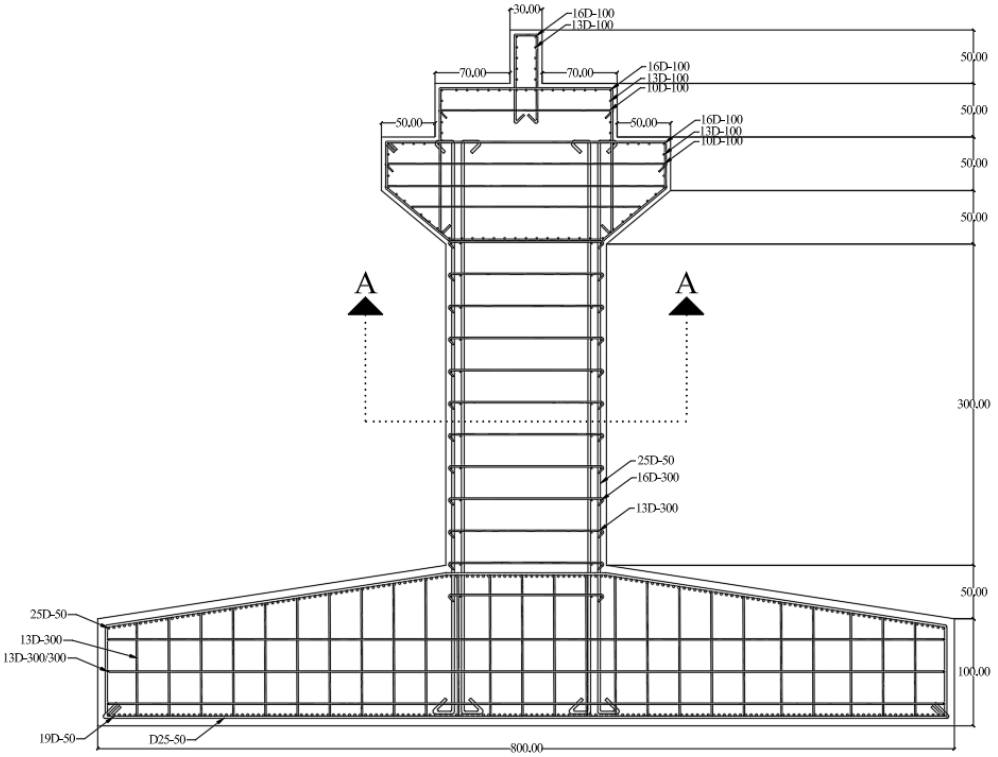
Syarat 2,

$S_{min} = 300\ mm$

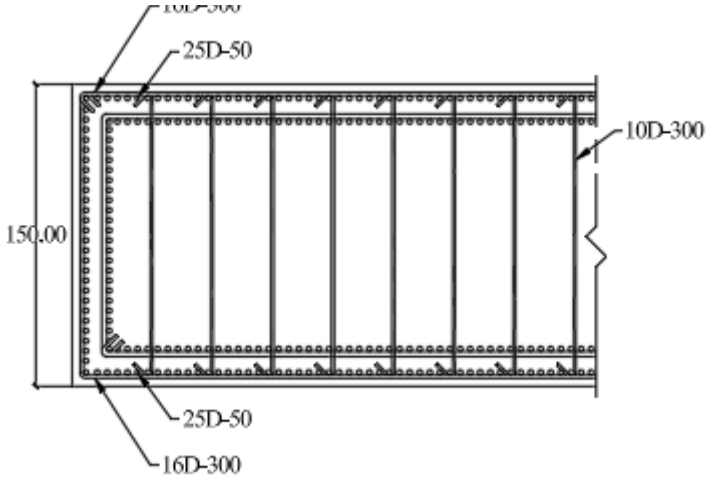
Karena nilai terkecil dari 2 persyaratan diatas adalah 300 mm. Maka,dapat disimpulkan desain tulangan geser yang digunakan adalah 13D-300.

5.5.5 Hasil Desain Tulangan

Dari rekapitulasi perhitungan di atas maka hasil desain tulangan pilar jembatan dapat dilihat seperti berikut.



Gambar 5.148 Penulangan Pilar Jembatan



Gambar 5. 149 Penulangan Pilar Potongan A-A

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya maka 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 D16-200 dan D13-200. Pada perencanaan ulang perhitungan beban aspal sudah mencakupi beban untuk *overlay* lapis permukaan jembatan dengan tebal *overlay* 50 mm.
    b. Gelagar jembatan ini memiliki dua bentang, masing-masing dengan panjang 30 meter. Gelagar tersebut menggunakan Girder-I tipe H-170, dengan jarak antar girder sebesar 1,85 meter dan mutu beton girder *f'c* sebesar 50 MPa. Setiap girder dilengkapi dengan 7 buah diafragma. Untuk setiap gelagar, digunakan empat tendon; satu tendon terdiri dari 12 *strand*, sedangkan tiga tendon lainnya terdiri dari 16 *strand*. Jenis *strand* yang digunakan adalah *strand* 7 kawat tanpa lapisan (uncoated) sesuai standar ASTM A-416 *grade* 270. Tulangan geser dan *shear connector* yang digunakan adalah 2D13-200 mm, sedangkan tulangan longitudinal menggunakan 32D13. Untuk penyangga *brusting*, digunakan sengkang berukuran 2D13-100 mm.
2. Struktur Bawah Jembatan
    a. *Abutment* menggunakan jenis T terbalik dengan ukuran lebar 8 x 10,5 meter dan memiliki tinggi 6 meter.
    b. Didapatkan tulangan *abutment* pada *breast wall* adalah tulangan pokok 25D-50, tulangan geser 16D-300, dan tulangan pengekang 13D-300. Pada *back wall* atas didapatkan tulangan pokok 16D-200, tulangan bagi13D-250, dan tulangan geser 10D-300. Pada *back wall bawah*, *corbel*, dan *wing wall*

didapatkan tulangan pokok 16D-100, tulangan bagi 13D-100, dan tulangan geser 10D-300.

c. Fondasi *abutment* digunakan tiang pancang dengan diameter 1 m kelas C sebanyak 12 buah dengan panjang 15 meter dengan tulangan *pile cap* pokok 22D-50, tulangan bagi 19D-50, dan tulangan geser 13D-300.
d. Pilar menggunakan jenis kolom tunggal dengan ukuran kolom lebar 1,5 x 5 m. Tinggi total pilar adalah 7,1 m.
e. Untuk struktur pilar pada *breast wall* didapatkan tulangan pokok 25D-50, tulangan geser 16D-300, dan tulangan pengekang 13D-300, dan untuk tulangan *pier head* didapatkan tulangan pokok 16D-200, tulangan bagi13D-250, dan tulangan geser 10D-300.
f. Fondasi untuk pilar digunakan tiang pancang dengan diameter 0,8 m kelas C sebanyak 12 buah dengan panjang 15 meter dengan tulangan *pile cap* pokok 22D-50, tulangan bagi 19D-50, dan tulangan geser 13D-300.

6.2 Saran

a. Perlu dilakukan penelitian terhadap jenis jembatan yang lain untuk mengetahui jenis jembatan yang paling efektif. Selain PCI Girder, pertimbangkan untuk mengeksplorasi material alternatif seperti baja atau komposit untuk elemen struktur utama jembatan.
b. Penelitian ini belum memperhitungkan beban pada gelagar tepi yang cenderung berfungsi sebagai kantilever. Oleh karena itu, diperlukan perhitungan beban yang lebih rinci, baik untuk gelagar tengah maupun tepi, guna memahami momen terbesar pada gelagar.
c. Kajian ini tidak mempertimbangkan perhitungan biaya, sehingga diperlukan perhitungan secara utuh untuk mendapati perbandingan biaya yang akan digunakan.
d. Eksplorasi pengoptimalan geometri dan dimensi komponen jembatan untuk mengurangi material yang digunakan sambil tetap mempertahankan kekuatan dan stabilitas struktur.

e. Untuk *overlay* lapis permukaan aspal jembatan Sanggarahan Kulon Progo 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.
f. Penelitian selanjutnya dapat melakukan fokus pada analisis prediksi performa jangka panjang jembatan, termasuk aspek-aspek seperti korosi, keausan material, dan kebutuhan pemeliharaan rutin, untuk mengembangkan strategi perawatan yang lebih efektif.

Dengan mempertimbangkan saran-saran ini, penelitian berikutnya dapat memperluas pemahaman tentang desain dan konstruksi jembatan, serta memberikan solusi yang lebih efisien, berkelanjutan, dan inovatif.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. (2004). *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan* (009/BM/2008). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Badan Standardisasi Nasional. (2016). *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa* (SNI 2883:2016). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung* (SNI-2847-2019). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Badan Standardisasi Nasional. (2021). *Pedoman Persyaratan Umum Perencanaan Jembatan* (SEDB). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Badan Standarisasi Nasional. (2016). *Pembebanan Untuk Jembatan* (SNI-1725:2016). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Badan Standarisassi Nasional. (2016). *Tujuh Kawat Baja Tanpa Lapisan Dipilin Untuk Konstruksi Beton Pratekan (PC strand/KBjP-P7)* (SNI-1154-2016). www.bsn.go.id

Kementrian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat. (2021). *Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan* (NO.02/M/BM/2021). BSN (Badan Standardisasi Nasional).

Miswar, T., & Rusan Rangan, P. (2020). *STRUKTUR BETON PRATEGANG (Teori dan Prinsip Desain)* (I. Rohani, Ed.). https://www.researchgate.net/publication/357576126

LAMPIRAN

Lampiran 1 Permohonan Data Tugas Akhir

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL & PERENCANAAN

Nomor : 118/Sek. Prodi PSTS/20/TA/VI/2024
Hal : **Permohonan Data untuk Tugas Akhir**

Kepada Yth:
Bapak Suparjan S.T
PT. PANDOWO MANDIRI KONSULTAN
Siyangan, RT 001, Triharjo, Pandak, Bantul, Yogyakarta

Assalamu'alaikum Warrahmatullahi Wabarakatuh,
Untuk memenuhi salah satu syarat guna menyelesaikan studi pada Program Studi Teknik Sipil Program Sarjana, setiap mahasiswa wajib melaksanakan penelitian Tugas Akhir yang berkaitan dengan ketekniksipilan. Dalam proses penyusunan Tugas Akhir tersebut diperlukan data-data pendukung baik dari instansi Pemerintah BUMN maupun perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan hal tersebut, kami mohon bantuan Bapak/Ibu untuk dapat memberikan izin penelitian dan pengambilan data yang akan digunakan untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Prodi Teknik Sipil Program Sarjana Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Adapun nama mahasiswa tersebut adalah:

Nama	:	**Yahya Vitho Setiadi**
NIM	:	**20511354**
CP Mahasiswa	:	**0821 3012 7232**
Judul Tugas Akhir	:	**Perencaan Desain Jembatan Di Sungai Sanggrahan Kulon Progo Dengan Menggunakan Prestressed Concrete I Girder**

Adapun data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:
1. Data tanah
2. Data topografi

Demikian permohonan ini kami sampaikan, atas bantuan dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

Wassalamu'alaikum Warrahmatullah Wabarakatuh.

Yogyakarta, 24 Juni 2024

Sek. Prodi Teknik Sipil – Program Sarjana,

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN YOGYAKARTA

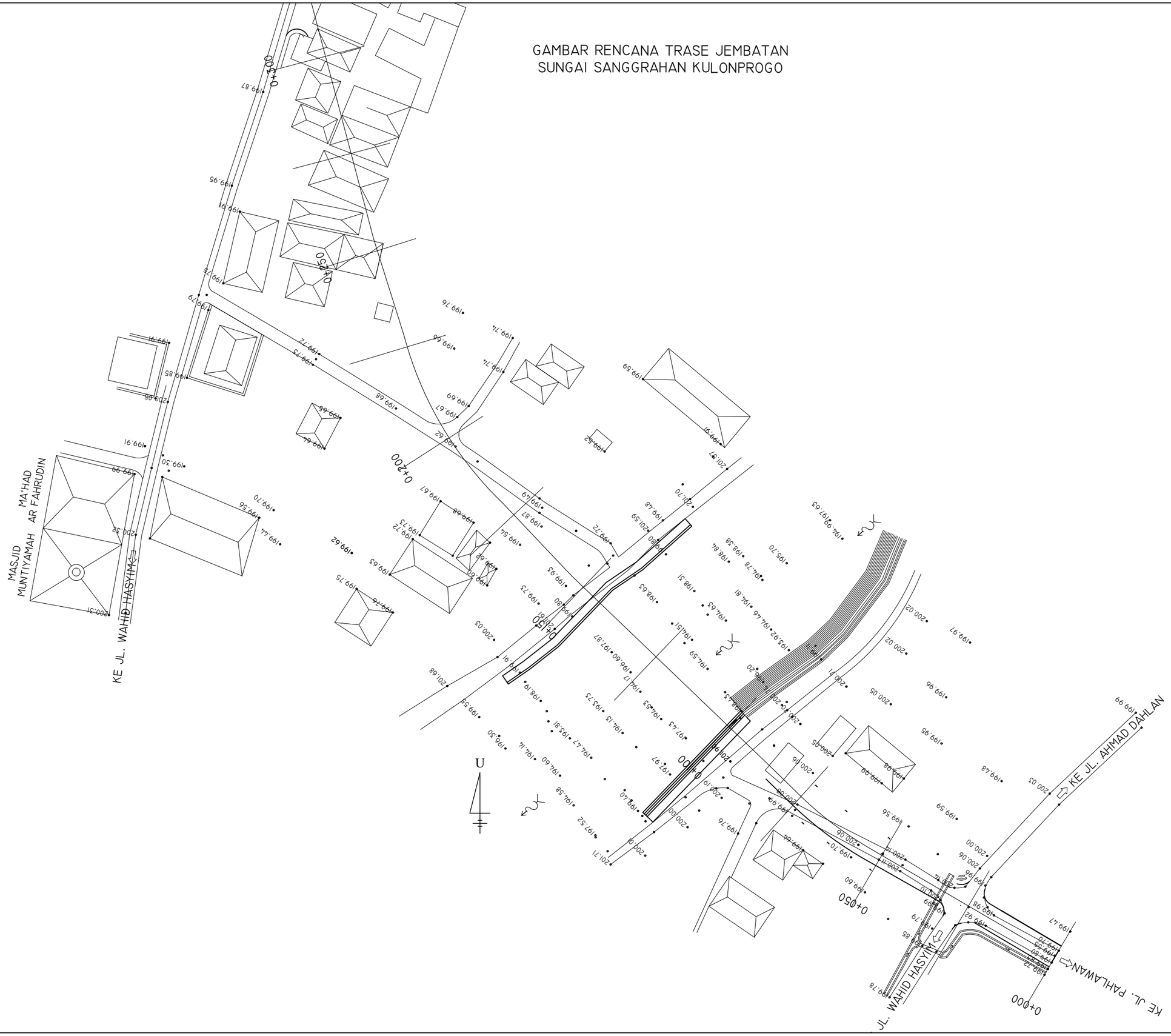
Dinia Anggraheni, S.T., M. Eng

Dosen Pembimbing Tugas Akhir,

Ir. Suharyatma, M.T.

Lampiran 2 Hasil Perencanaan

GAMBAR RENCANA TRASE JEMBATAN
SUNGAI SANGGRAHAN KULONPROGO



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

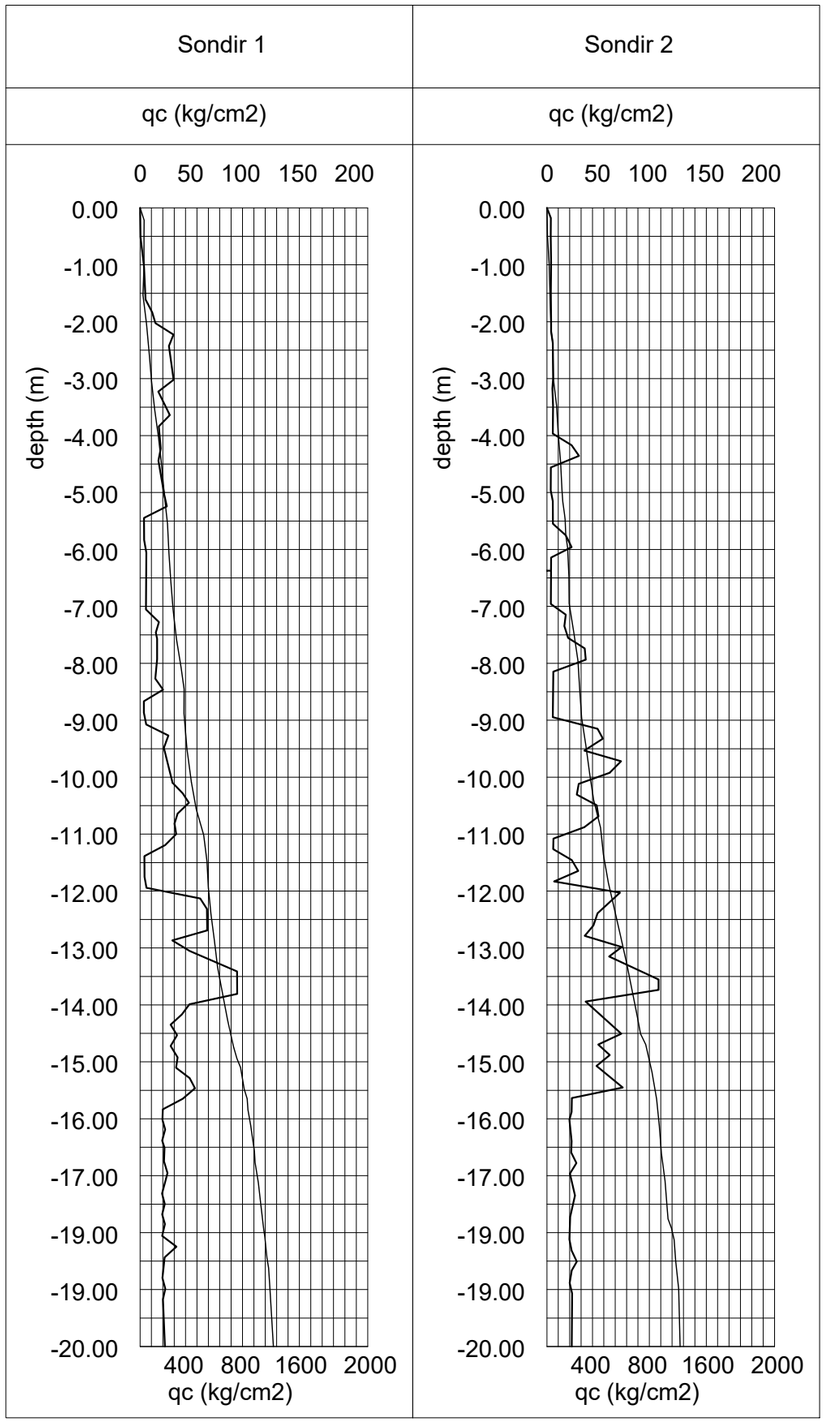
YAHYA VITHO SETIADI
(20511354)

JUDUL GAMBAR

TOPOGRAFI

HALAMAN GAMBAR

1



UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

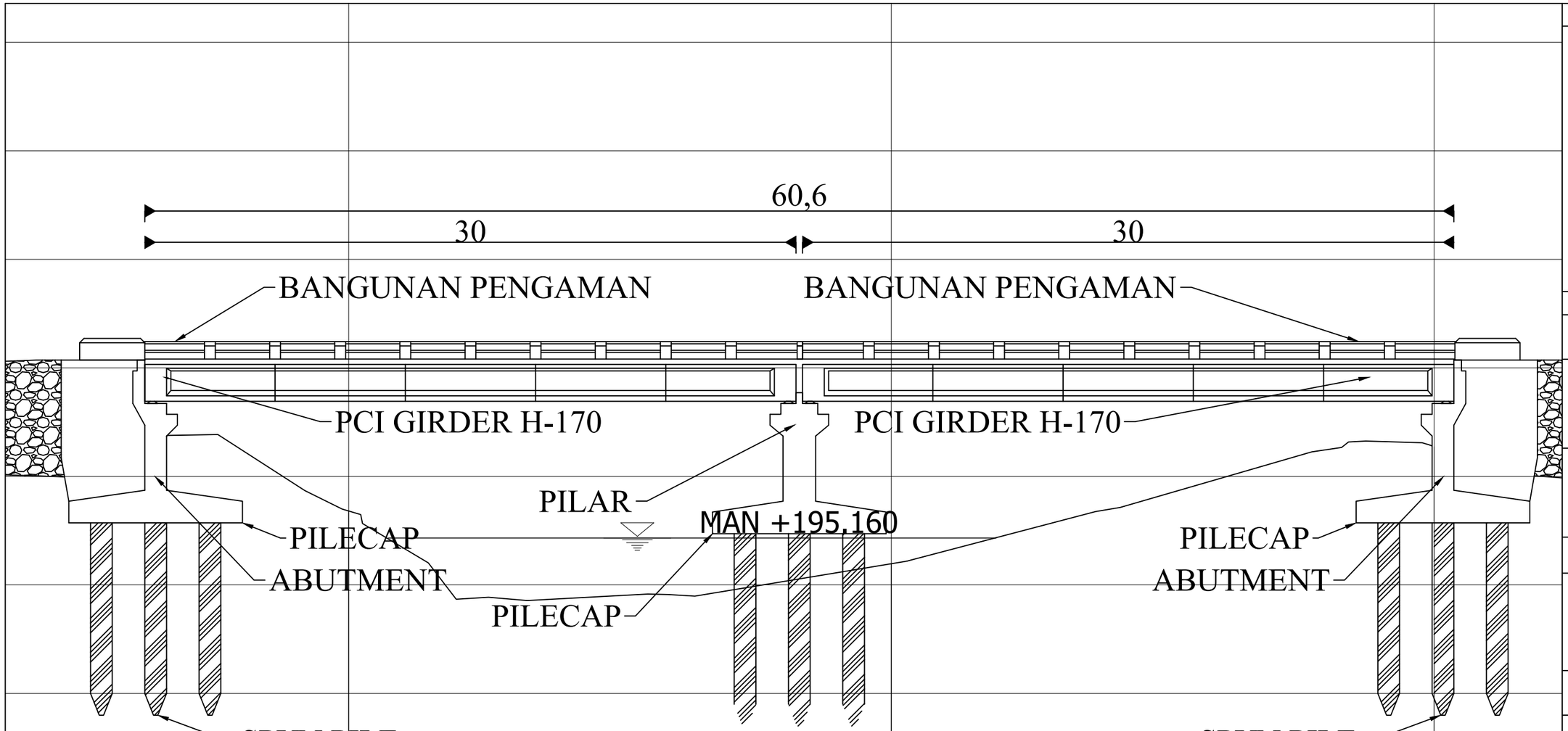
YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

JUDUL GAMBAR

DATA SONDIR 1

HALAMAN GAMBAR

2



198.468 203.782 195.767 203.782 201.520 203.782

0+100 0+125 0+150

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

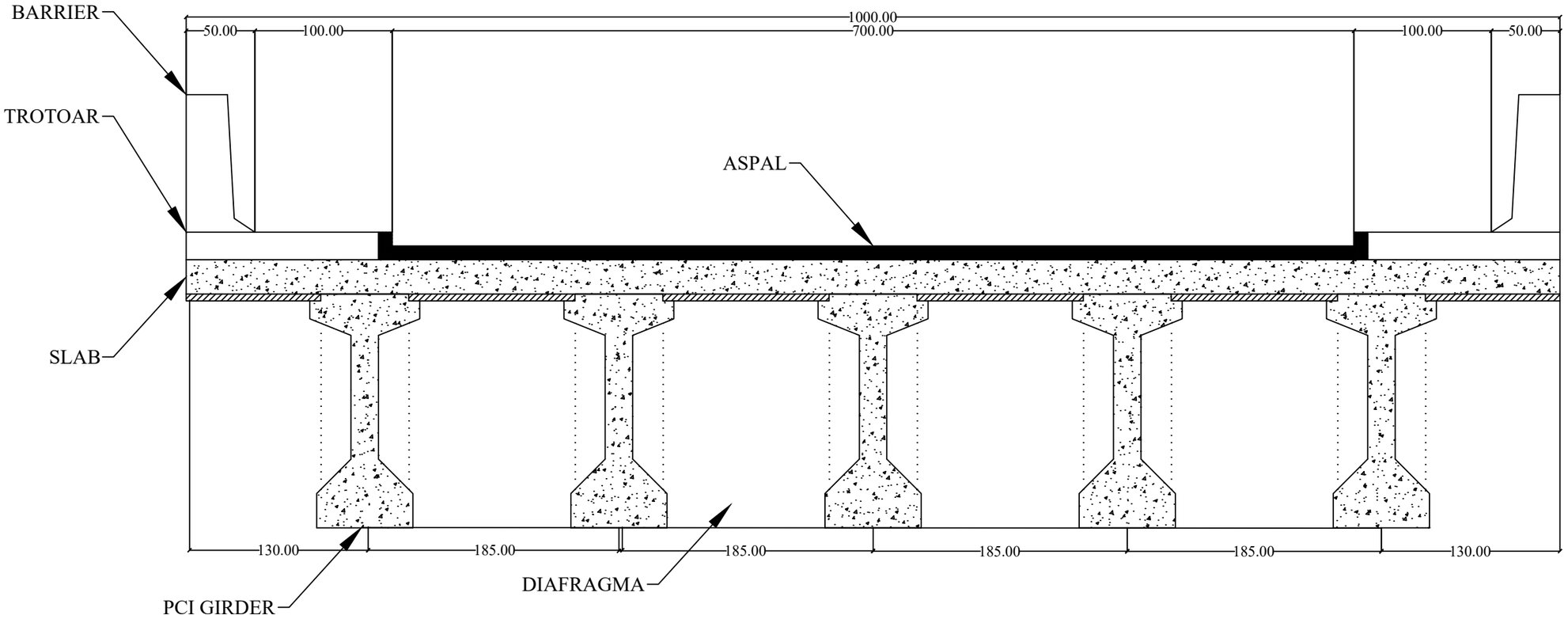
YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN

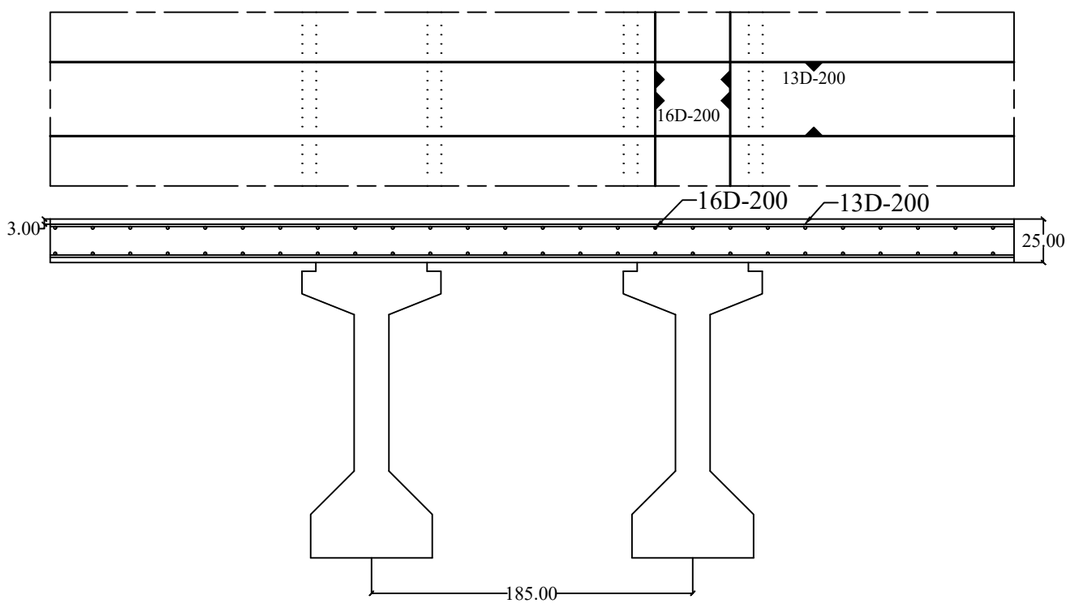
HALAMAN GAMBAR

3



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

SKALA 1:50 (CM)



PENULANGAN PELAT JEMBATAN

SKALA 1:50 (CM)

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

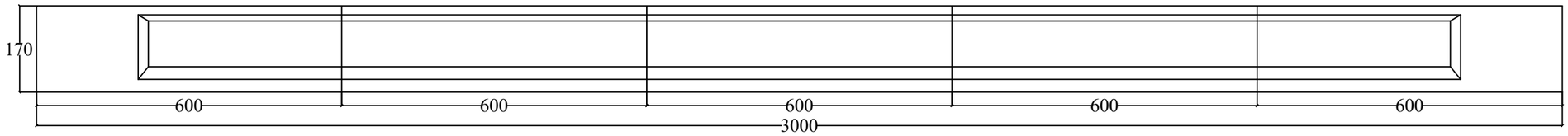
YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

JUDUL GAMBAR

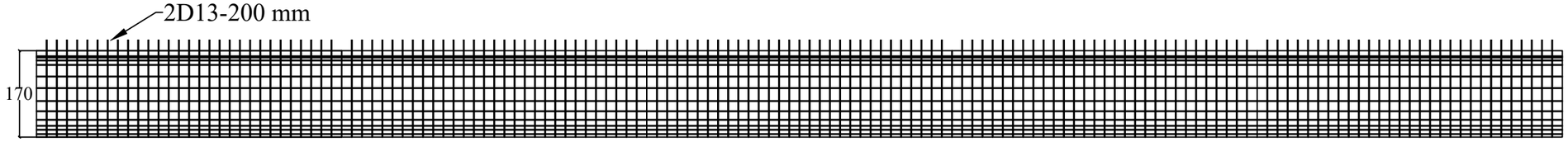
POTONGAN MELINTANG DAN TULANGAN PELAT JEMBATAN

HALAMAN GAMBAR

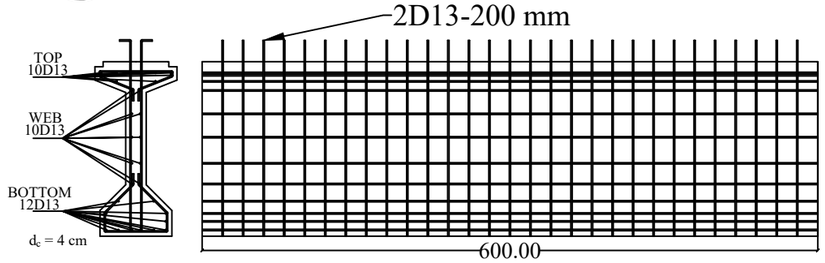
4



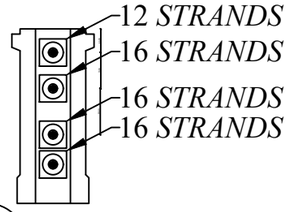
DETAIL GIRDER
SKALA 1:120 (CM)



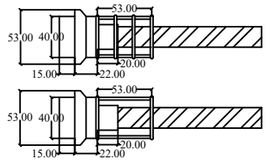
TULANGAN GIRDER
SKALA 1:120 (CM)



DETAIL TULANGAN GIRDER
SKALA 1:50 (CM)

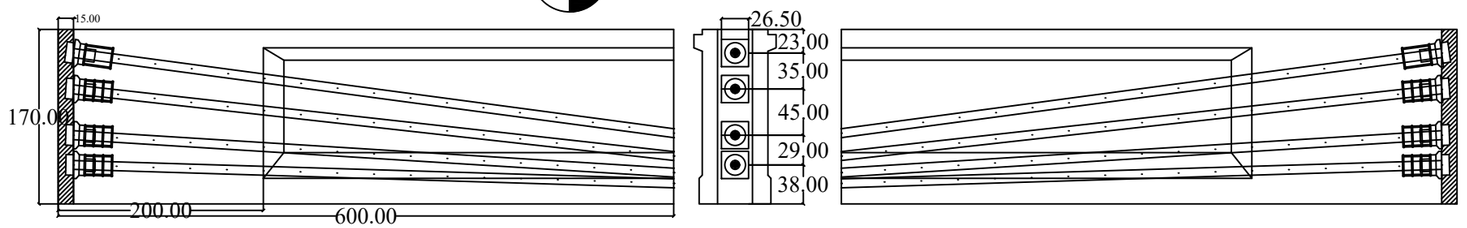


JUMLAH KEBUTUHAN *STRANDS*
SKALA 1:50 (CM)

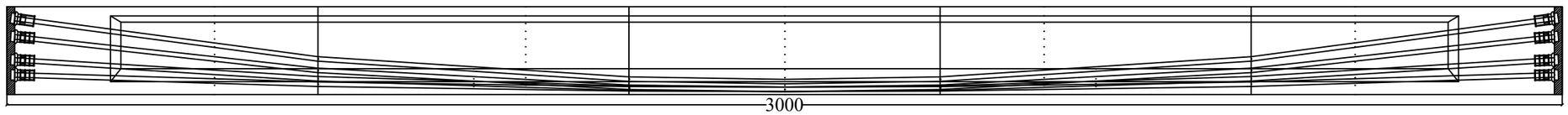


DETAIL ANGKUR TUMPUAN
SKALA 1:50 (CM)

Jarak	Trace	Posisi Masing-Masing Tendon			
X	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0.821	1.470	1.120	0.670	0.380
2	0.730	1.179	0.879	0.541	0.323
4	0.576	0.929	0.672	0.430	0.274
6	0.448	0.721	0.499	0.337	0.233
8	0.345	0.555	0.361	0.263	0.200
10	0.268	0.430	0.258	0.208	0.176
12	0.216	0.347	0.189	0.171	0.159
14	0.191	0.305	0.154	0.152	0.151
16	0.191	0.305	0.154	0.152	0.151
18	0.216	0.347	0.189	0.171	0.159
20	0.268	0.430	0.258	0.208	0.176
22	0.345	0.555	0.361	0.263	0.200
24	0.448	0.721	0.499	0.337	0.233
26	0.576	0.929	0.672	0.430	0.274
28	0.730	1.179	0.879	0.541	0.323
30	0.821	1.470	1.120	0.670	0.380



POSISI TENDON DAN ANGKUR DI TUMPUAN
SKALA 1:50 (CM)



POSISI TENDON PADA GIRDER
SKALA 1:120 (CM)

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

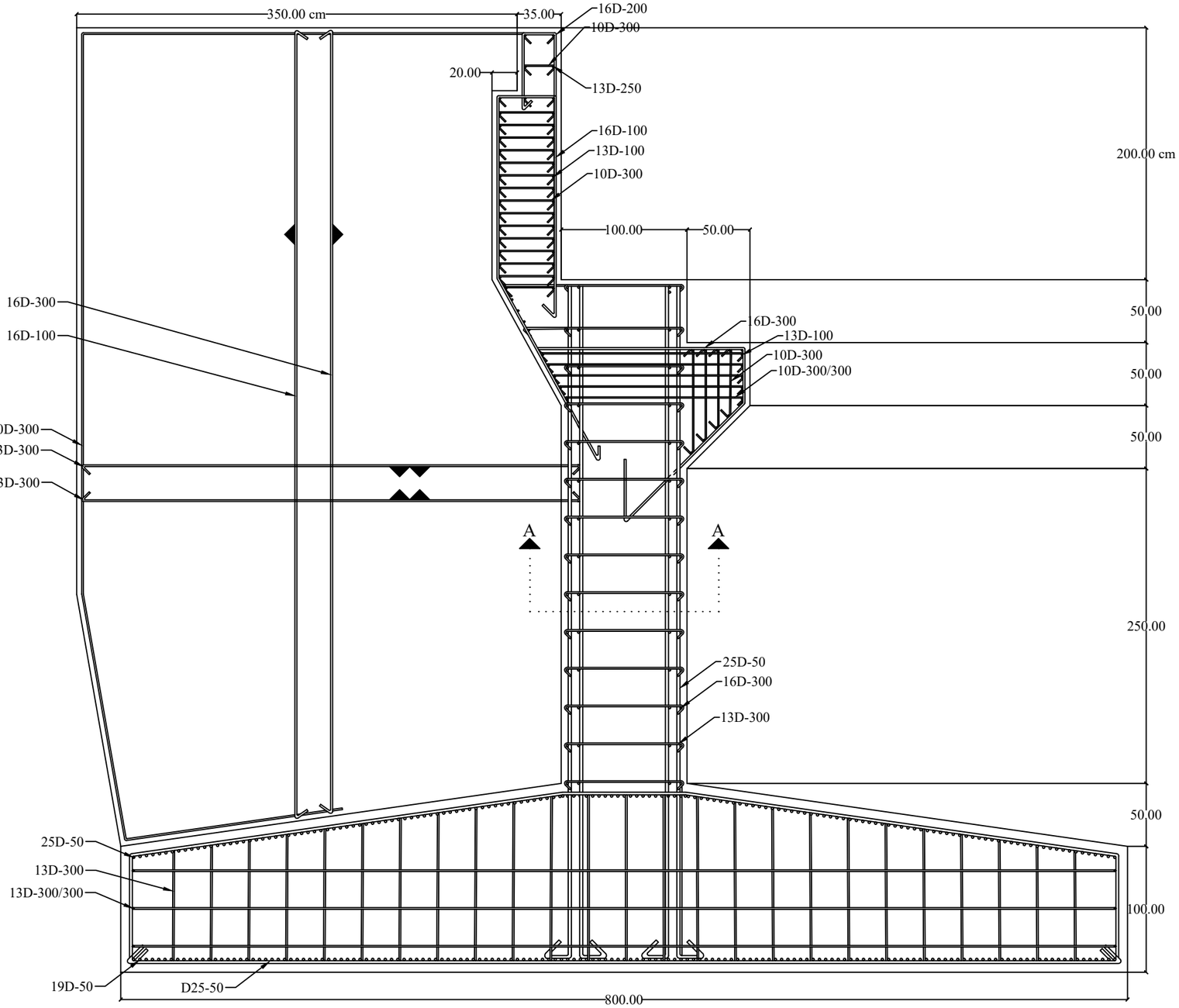
YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

JUDUL GAMBAR

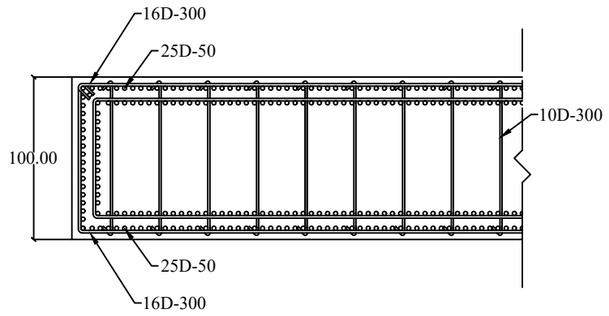
DESAIN GIRDER JEMBATAN

HALAMAN GAMBAR

5



PENULANGAN ABUTMENT
SKALA 1:50 (CM)



POTONGAN A-A
SKALA 1:50 (CM)

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

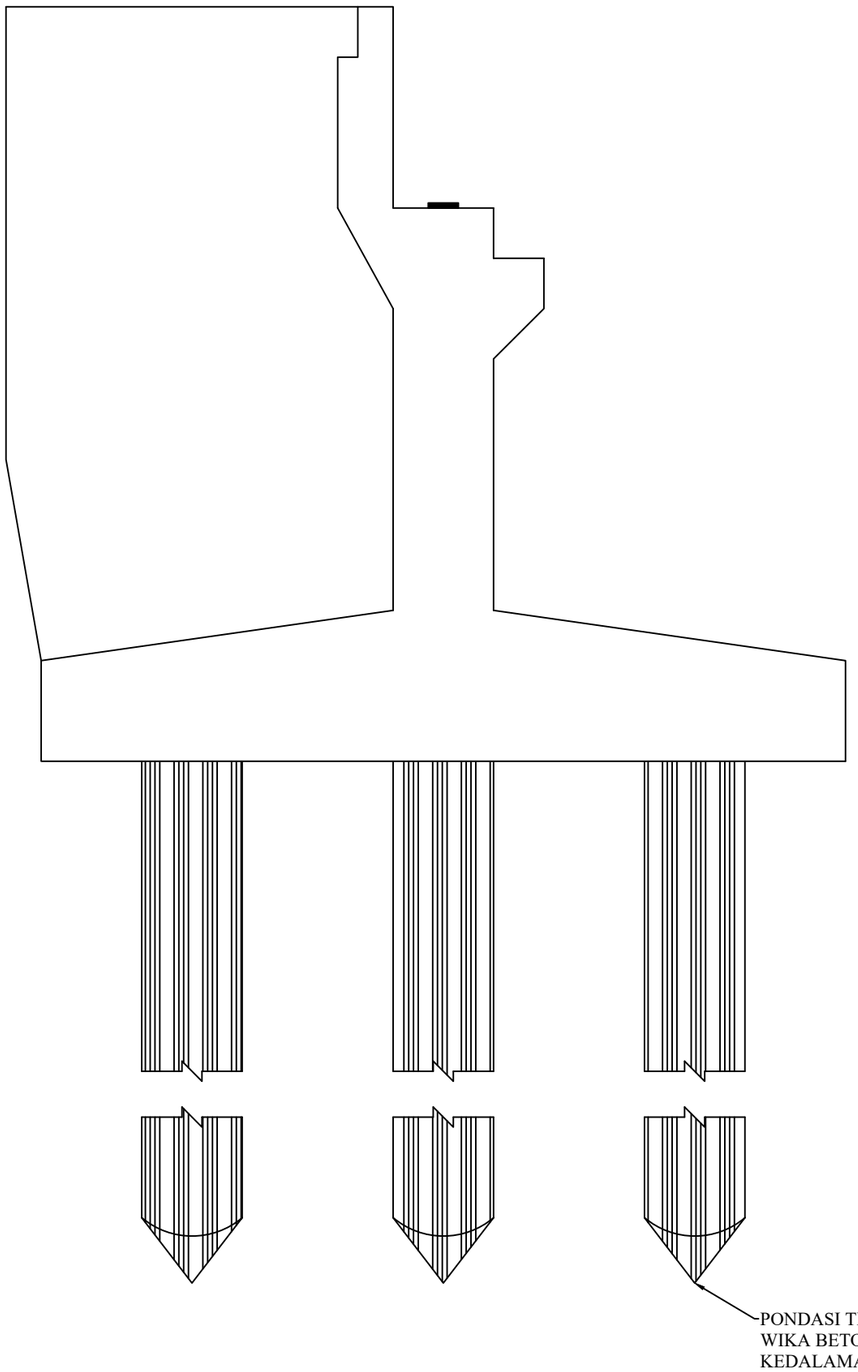
YAHYA VITHO SETIADI
(20511354)

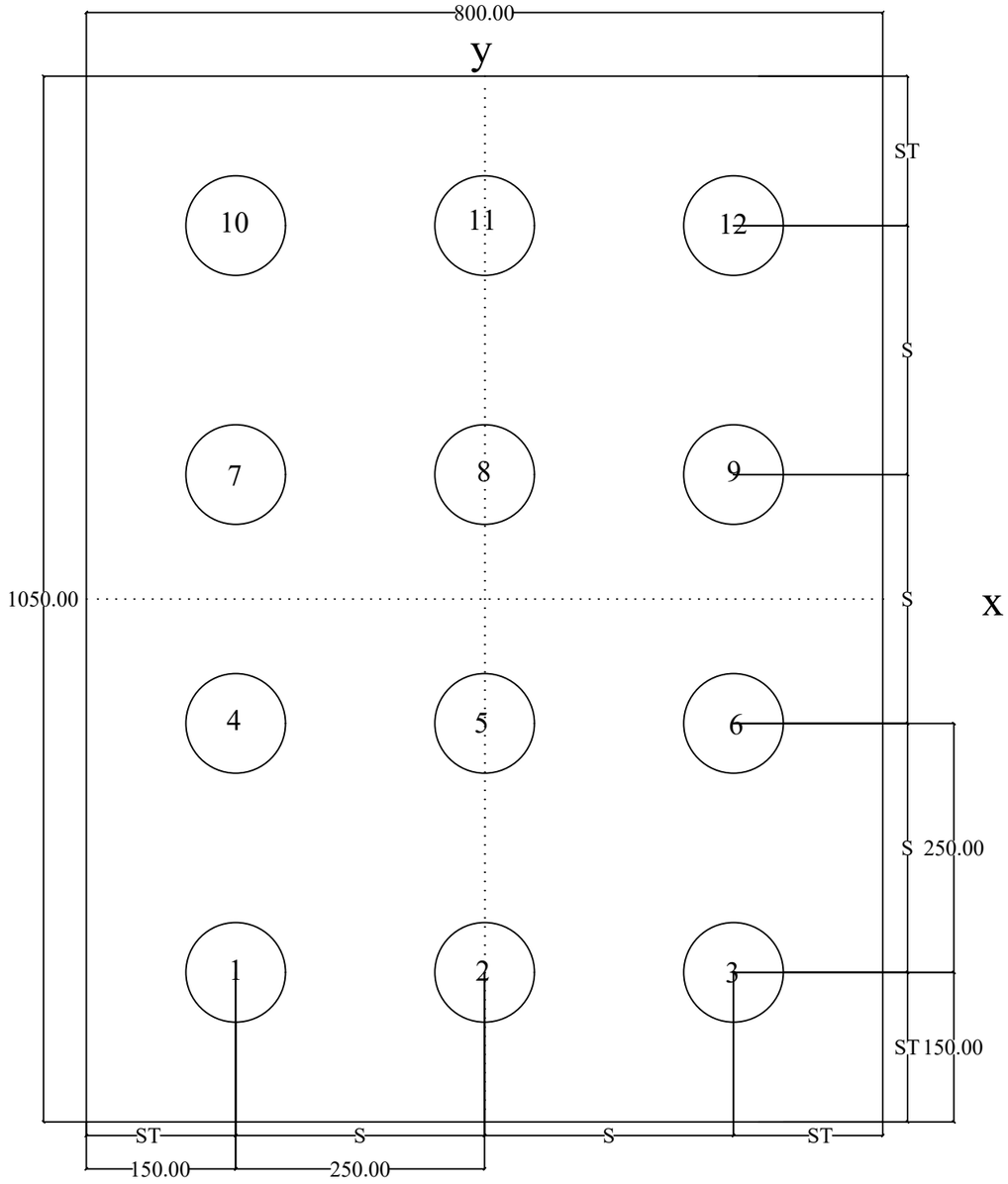
JUDUL GAMBAR

PENULANGAN ABUTEMENT JEMBATAN

HALAMAN GAMBAR

6





UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

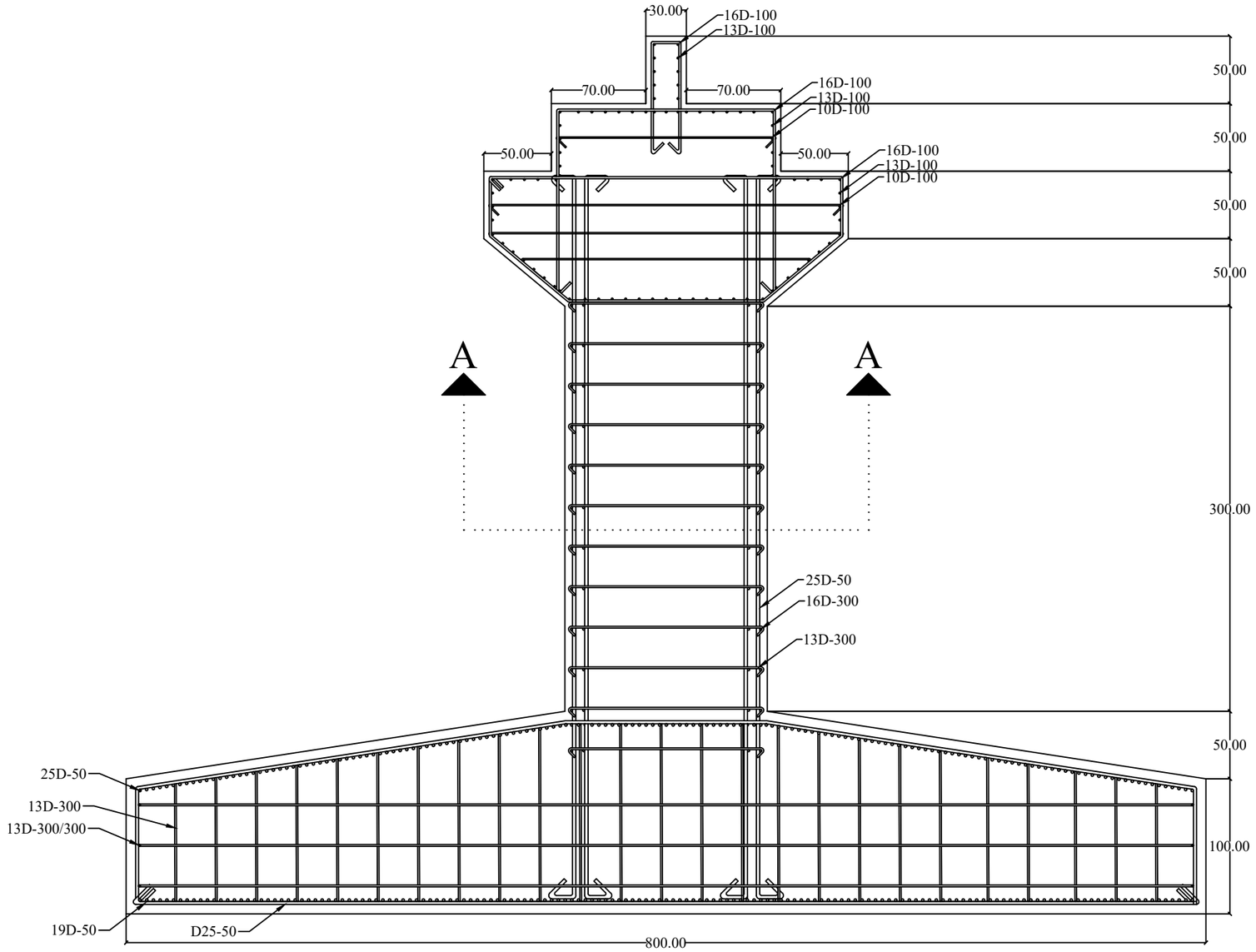
YAHYA VITHO SETIADI
(20511354)

JUDUL GAMBAR

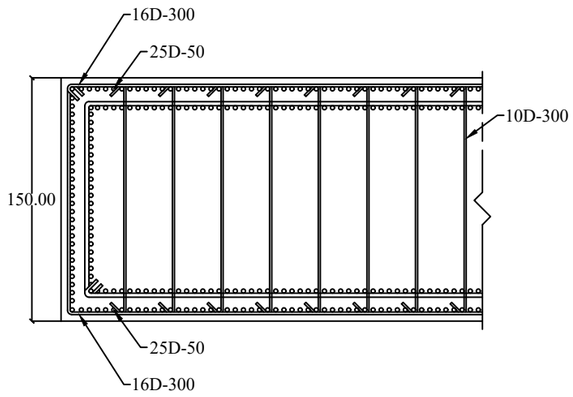
PONDASI ABUTMENT JEMABATAN

HALAMAN GAMBAR

7



PENULANGAN PILAR
SKALA 1:50 (CM)



POTONGAN A-A
SKALA 1:50 (CM)

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

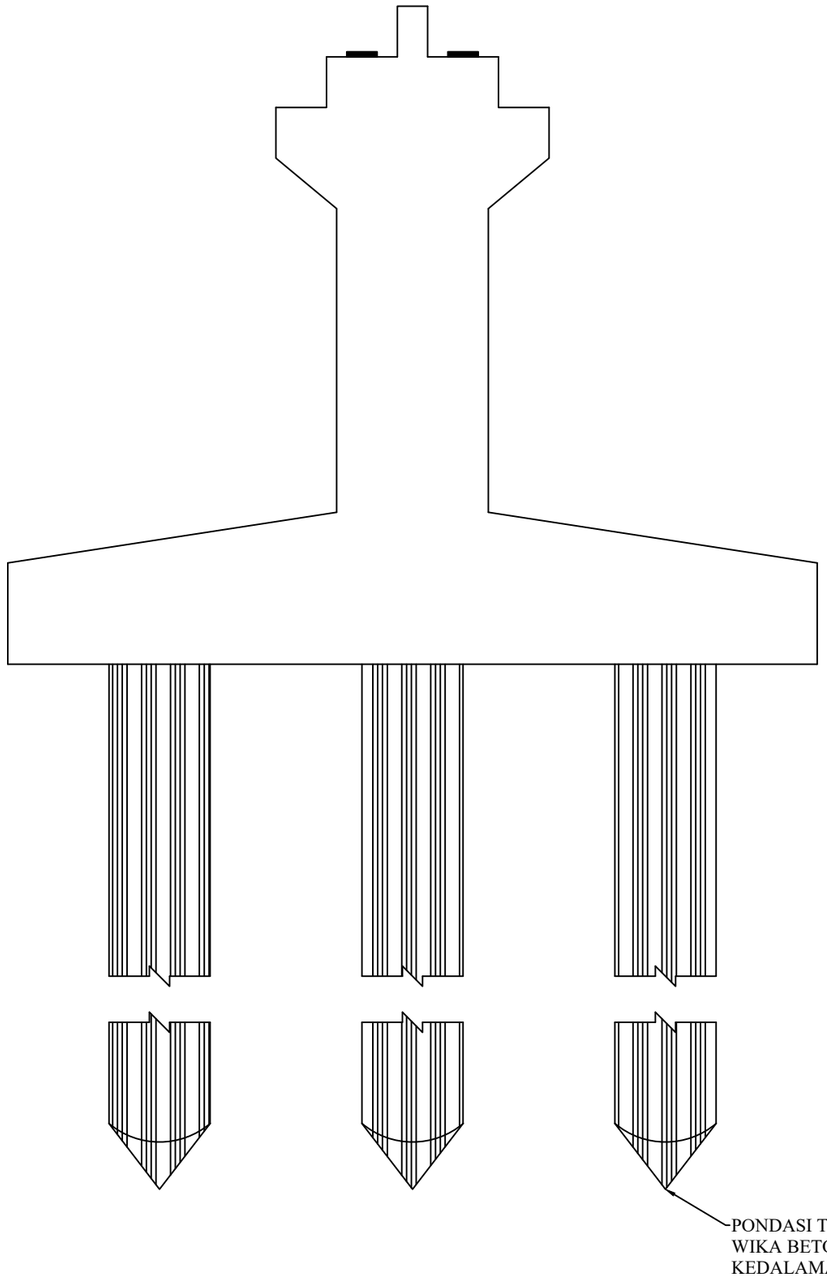
YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

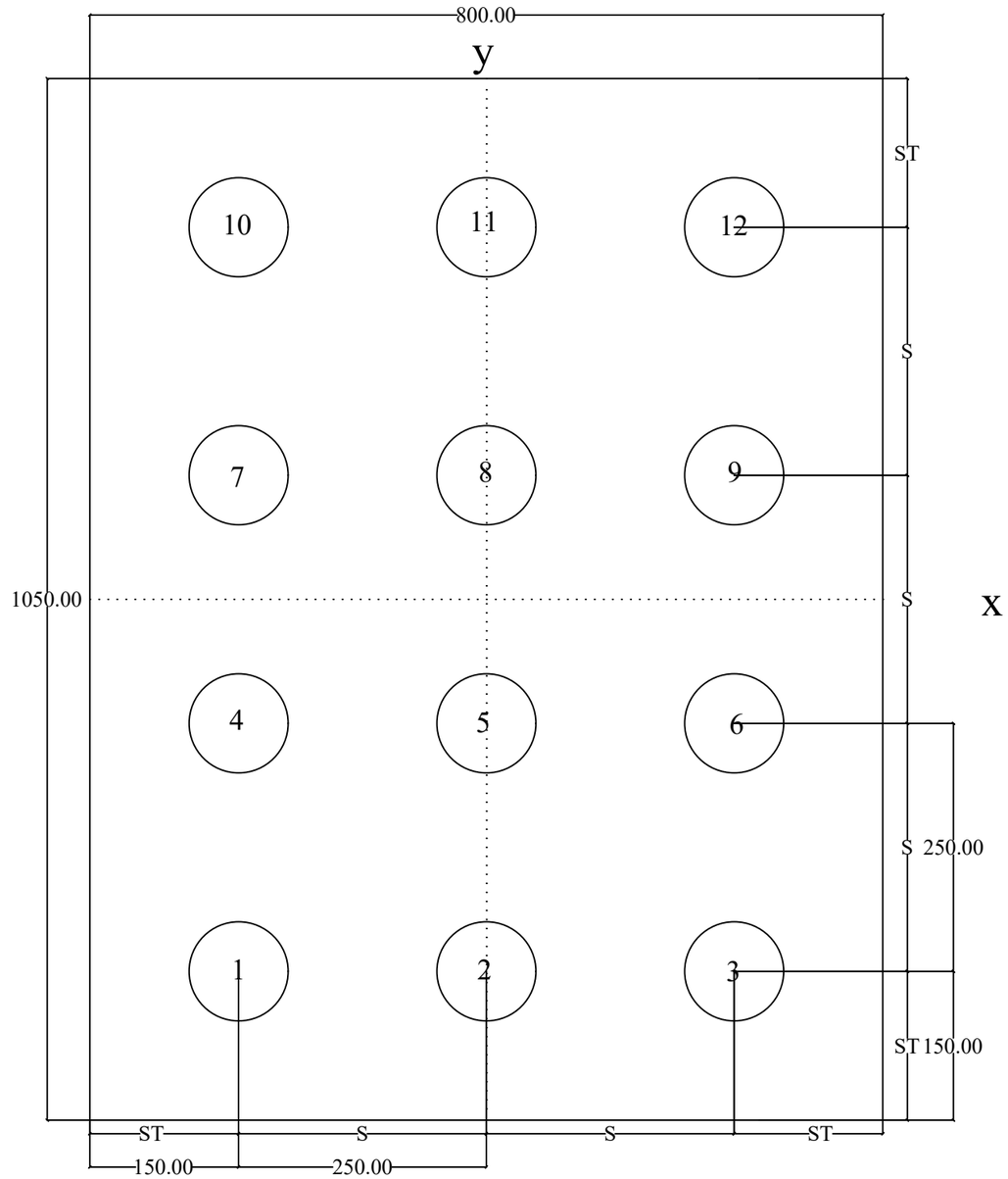
JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILAR JEMBATAN

HALAMAN GAMBAR

8





UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

SURHAYATMO Ir., M.T

DIKERJAKAN OLEH:

YAHYA VITHO SETIADI (20511354)

JUDUL GAMBAR

PONDASI PILAR JEMABATAN

HALAMAN GAMBAR

9