TUGAS AKHIR

PERANCANGAN JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN* BENTANG 80 M (Studi Kasus: Jembatan Gembryangan)

DESIGN OF 80 M SPAN TYPE WARREN STEEL TRUSS BRIDGE (Study Case: Gembryangan Bridge)

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



Fakhri Pratama Nurfauzi
18511284

PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE WARREN BENTANG 80 M
(Studi Kasus: Jembatan Gembryangan)
DESIGN OF 80 M SPAN TYPE WARREN STEEL TRUSS BRIDGE
(Study Case: Gembryangan Bridge)

Disusun oleh

Fakhri Pratama Nurfauzi
18511284

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

Diuji pada tanggal 11 Oktober 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Suharyatma, Ir. M.T.	**Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T.**	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.**
NIK: 865110201	**NIK: 185111304**	**NIK: 165111301**

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 11 Oktober 2022

Yang membuat pernyataan,



Fakhri Pratama Nurfauzi

18511284

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil'alamiin, puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT. yang atas rahmat dan karunia-Nya penulis dapat meyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Bentang 80 M (Studi Kasus: Jembatan Gembryangan)". Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdullilah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
2. Bapak Ir. Suharyatma, M.T., selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah banyak memberikan arahan dan dukungan,
3. Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T., dan Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji Tugas Akhir.
4. Seluruh dosen, pengajar, laboran, asisten dosen, serta staff dan karyawan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan banyak ilmu serta memberikan fasilitas dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Kedua orangtua penulis, Maptuh, S.Sn. dan Susan Nursyanti, S.E., yang telah berkorban begitu banyak memberikan doa, nasihat, semangat, dan materil hingga selesainya Tugas Akhir ini. Semoga Allah menjaga dan merhamati keduanya.
6. Kedua adik penulis, Jihan Nurwafa dan Salma Karunia Putri, yang selalu memberikan semangat. Semoga Allah menjaga mereka.

7. Sahabat-sahabat penulis Adlu, Rismawan, Taufik, Irfan, Firza, Rizkita, Anita, Rahma, dan Reyhan yang selalu memberikan dorongan semangat selama mengerjakan Tugas Akhir ini.
8. Teman-teman seperbimbingan tugas akhir, Adam, Rangga, Salsa, dan yang lainnya yang telah memberikan masukan dan berdiskusi dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.
9. Teman-teman Teknik Sipil Angkatan 2018 yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.
10. Keluarga, teman-teman, serta semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang telah banyak berkontribusi dan memberikan semangat serta motivasi kepada penulis.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 11 Oktober 2022

Penulis,

Fakhri Pratama Nurfauzi

18511284

DAFTAR ISI

Halaman Judul i
Halaman Pengesahan ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR GAMBAR ix
DAFTAR TABEL xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xx
ABSTRAK xxiii
ABSTRACT xxiv
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 3
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Penelitian 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu 5
2.1.1 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Busur 5
2.1.2 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Camel Back Truss 6
2.1.3 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Pratt 7
2.1.4 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Warren with Vertical 7
2.1.5 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Warren 8
2.2 Keabsahan Penelitian 8
2.3 Perbandingan Penelitian 9

BAB III LANDASAN TEORI 11
3.1 Material Baja 11
3.2 Material Beton 12
3.3 Jembatan 12
3.4 Tipe-tipe Jembatan 13
3.5 Tipe-tipe Jembatan Rangka Baja 19
3.6 Jembatan Tipe Warren 20
3.7 Pembebanan Jembatan Menurut SNI 1725-2016 20
3.7.1 Beban Mati 21
3.7.2 Beban Lalu Lintas 23
3.7.3 Beban Aksi Lingkungan 26
3.8 Pembebanan Gempa pada Jembatan Menurut SNI 2833-2016 30
3.9 Konsep Perencanaan LRFD/DFBK 35
3.10 Faktor Reduksi Kekuatan 35
3.11 Kombinasi Pembebanan 36
3.12 Perencanaan Struktur Atas Jembatan 41
3.12.1 Lantai Kendaraan 42
3.12.2 Komponen Balok Komposit 45
3.12.3 Komponen Batang Lentur 49
3.12.4 Komponen Batang Tarik 53
3.12.5 Komponen Batang Tekan 56
3.12.6 Sambungan 59
3.12.7 Lendutan dan Lawan Lendut (Camber) 67
3.13 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan 67
3.13.1 Abutment 67
3.13.2 Pondasi 70
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN 73
4.1 Tinjauan Umum 73
4.2 Sumber Data 73
4.2.1 Lokasi Jembatan 73
4.2.2 Data Sekunder 74

4.3 Data Jembatan 74
4.4 Tahapan Perencanaan 79
BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN 82
5.1 Perencanaan Struktur Atas jembatan 82
5.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 83
5.1.2 Perencanaan Gelagar Memanjang 102
5.1.3 Perencanaan Gelagar Melintang 112
5.1.4 Perencanaan Struktur Rangka Baja 122
5.2 Perencanaan Struktur Bawah jembatan 211
5.2.1 Perencanaan Abutment 211
5.2.2 Perencanaan Pondasi 298
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 342
6.1 Kesimpulan 342
6.2 Saran 343
DAFTAR PUSTAKA 344
LAMPIRAN 346

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Gembryangan 2
Gambar 3.1 Penentuan Tipe Jembatan Berdasarkan Bentang Jembatan 18
Gambar 3.2 Tipe Konfigurasi Jembatan Rangka Baja 20
Gambar 3.3 Beban Lajur “D” 24
Gambar 3.4 Pembebanan truk “T” 25
Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur “D” 26
Gambar 3.6 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun 31
Gambar 3.7 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun 31
Gambar 3.8 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun 32
Gambar 3.9 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah 34
Gambar 3.10 Bagian Struktur Atas Jembatan Rangka Baja 42
Gambar 3.11 Modulus Penampang Berbagai Tipe Profil Simetri 50
Gambar 3.12 Distribusi Tegangan pada Level Beban Berbeda 51
Gambar 3.13 Gaya Tarik yang Terjadi pada Lubang Sambungan Baut 55
Gambar 3.14 Faktor Panjang Tekuk 59
Gambar 3.15 Lubang Selang-Seling 60
Gambar 3.16 Pola Keruntuhan Sambungan Baut 63
Gambar 3.17 Pola Kegagalan Sambungan Blok Geser 66
Gambar 3.18 Tipe dan Bentuk Abutment 68
Gambar 3.19 Diagram Pemilihan Tipe Pondasi 72
Gambar 3.20 Diagram Pemilihan Tipe Pondasi Dalam 72
Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Gembryangan 74
Gambar 4.2 Rencana Tampak Memanjang Jembatan 76
Gambar 4.3 Rencana Tampak Melintang Jembatan 76
Gambar 4.4 Data Penyelidikan Tanah BM1 77

Gambar 4.5 Data Penyelidikan Tanah BM2 78
Gambar 4.6 Bagan Alir Perencanaan 79
Gambar 5.1 Potongan Memanjang Jembatan 82
Gambar 5.2 Potongan Melintang Jembatan 83
Gambar 5.3 Peta Kontur 83
Gambar 5.4 Potongan Melintang Pelat Lantai 84
Gambar 5.5 Tampak Atas Pelat Lantai Kendaraan 85
Gambar 5.6 Beban Truk TT 87
Gambar 5.7 Grafik Faktor Beban Dinamis 87
Gambar 5.8 Pemodelan Analisis Struktur Pelat Lantai 89
Gambar 5.9 Input Beban Mati Sendiri Pelat 89
Gambar 5.10 Momen Beban Mati Sendiri Pelat 90
Gambar 5.11 Input Beban Mati Tambahan Trotoar 90
Gambar 5.12 Momen Beban Mati Tambahan Trotoar 90
Gambar 5.13 Input Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan Jalan 91
Gambar 5.14 Momen Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan Jalan 91
Gambar 5.15 Input Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan 91
Gambar 5. 16 Momen Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan 91
Gambar 5.17 Input Beban 1 Truk 92
Gambar 5.18 Momen Beban 1 Truk 92
Gambar 5.19 Input Beban 2 Truk 93
Gambar 5.20 Momen Beban 2 Truk 93
Gambar 5.21 Input Beban Pejalan Kaki 93
Gambar 5.22 Momen Beban Pejalan Kaki 94
Gambar 5.23 Tulangan Pelat Lantai Kendaraan 102
Gambar 5.24 Tinjauan Gelagar Memanjang 103
Gambar 5.25 Beban pada Gelagar Memanjang 104
Gambar 5.26 Lebar Efektif Pelat 107
Gambar 5.27 Distribusi Tegangan Plastis 108
Gambar 5.28 Pemasangan Shear Connector pada Gelagar Memanjang 111
Gambar 5.29 Pemasangan Shear Connector pada Gelagar Memanjang (3D) 111

Gambar 5.30 Tinjauan Gelagar Melintang 112
Gambar 5.31 Potongan Gelagar Melintang 112
Gambar 5.32 Beban Gelagar Melintang 116
Gambar 5.33 BMD Gelagar Melintang 117
Gambar 5.34 SFD Gelagar Melintang 117
Gambar 5.35 Beban pada Gelagar Memanjang Tepi 122
Gambar 5.36 Beban pada Gelagar Memanjang Tengah 123
Gambar 5.37 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) 135
Gambar 5.38 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (Ss) 136
Gambar 5.39 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar(S1) 137
Gambar 5.40 Grafik Respons Spektrum 140
Gambar 5. 41 Penampang Abutment 142
Gambar 5.42 Tampak Kiri Jembatan Pemodelan SAP2000 146
Gambar 5.43 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000 146
Gambar 5.44 Tampak Bawah Jembatan Pemodelan SAP2000 146
Gambar 5.45 Tampak Atas Jembatan Pemodelan SAP2000 147
Gambar 5.46 Input Beban Mati Sendiri (MS) pada SAP2000 147
Gambar 5.47 Input Beban Mati Tambahan (MA) pada SAP2000 148
Gambar 5.48 Input Beban Terbagi Rata (BTR) pada SAP2000 149
Gambar 5.49 Input Beban Garis Terpusat (BGT) pada SAP2000 149
Gambar 5.50 Input Beban Rem (TB) pada SAP2000 150
Gambar 5.51 Input Beban Pejalan Kaki (TP) pada SAP2000 151
Gambar 5.52 Input Beban EWs pada SAP2000 151
Gambar 5.53 Input Beban EWl pada SAP2000 152
Gambar 5.54 Input Beban Gempa EQx 153
Gambar 5.55 Input Beban Gempa EQy 153
Gambar 5.56 Grafik NFD Kombinasi Kuat I pada SAP2000 155
Gambar 5.57 Grafik BMD Kombinasi Kuat I pada SAP2000 155
Gambar 5.58 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Bawah 161
Gambar 5.59 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Diagonal 166
Gambar 5.60 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Ikatan Angin Tengah 170

Gambar 5.61 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas 176
Gambar 5.62 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas 176
Gambar 5.63 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas 177
Gambar 5.64 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Atas 177
Gambar 5.65 Pelat Buhul Tekan Sambungan Batang Rangka Atas 179
Gambar 5.66 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah 182
Gambar 5.67 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah 182
Gambar 5.68 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah 183
Gambar 5.69 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Bawah 183
Gambar 5.70 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Luar Batang Bawah 186
Gambar 5.71 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Dalam Batang Bawah 186
Gambar 5.72 Pola Keruntuhan Geser Blok Batang Rangka Bawah 187
Gambar 5.73 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal 190
Gambar 5.74 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal 191
Gambar 5.75 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal 191
Gambar 5.76 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Bawah 192
Gambar 5.77 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Luar Batang Bawah 194
Gambar 5.78 Pola Keruntuhan Geser Blok Batang Rangka Diagonal 195
Gambar 5.79 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah 198
Gambar 5.80 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah 198
Gambar 5.81 Tampak Samping Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah 199

Gambar 5. 82 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Ikatan Angin Tengah 199
Gambar 5.83 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Batang Ikatan Angin Tengah 201
Gambar 5.84 Kuat Geser Blok Batang Ikatan Angin Tengah 202
Gambar 5.85 Tampak Samping Rangka Jembatan 204
Gambar 5.86 Tampak Atas Rangka Jembatan 204
Gambar 5.87 Detail Sambungan A 205
Gambar 5.88 Detail Sambungan B 205
Gambar 5.89 Detail Sambungan C 206
Gambar 5.90 Detail Sambungan D 206
Gambar 5.91 Detail Sambungan E 207
Gambar 5.92 Detail Sambungan F 207
Gambar 5.93 Detail Sambungan G 208
Gambar 5.94 Lendutan Jembatan 209
Gambar 5.95 Struktur Jembatan Gembryangan 211
Gambar 5.96 Tampak Samping Abutment 212
Gambar 5.97 Tampak Atas Abutment 213
Gambar 5.98 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada Breast Wall 218
Gambar 5.99 Berat Sendiri Breast Wall 218
Gambar 5.100 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada Breast Wall 221
Gambar 5.101 Diagram Tekanan Tanah Aktif 221
Gambar 5.102 Beban Lajur “D” Struktur Atas pada Breast Wall 225
Gambar 5.103 Beban Pejalan Kaki Struktur Atas pada Breast Wall 226
Gambar 5.104 Beban Rem Struktur Atas pada Breast Wall 227
Gambar 5.105 Beban Rem pada Breast Wall 228
Gambar 5.106 Beban Angin Kendaraan pada Breast Wall 229
Gambar 5.107 Beban Angin Kendaraan pada Breast Wall 230
Gambar 5.108 Beban Gempa arah X terhadap Breast Wall 234
Gambar 5.109 Beban Gempa arah Y terhadap Breast Wall 234
Gambar 5.110 Beban Gesekan Perletakan pada Breast Wall 236

Gambar 5.111 Berat Mati Sendiri Back Wall Atas 243
Gambar 5.112 Diagram Tekanan Tanah Aktif Back Wall Atas 244
Gambar 5.113 Berat Mati Sendiri pada Back Wall bawah 248
Gambar 5.114 Diagram Tekanan Tanah Aktif Back Wall Bawah 249
Gambar 5.115 Pembebanan pada Corbel 252
Gambar 5.116 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Wing Wall 256
Gambar 5.117 Grafik Mn-Pn Breast Wall Abutment 271
Gambar 5.118 Tampak Samping Pemasangan Tulangan 276
Gambar 5.119 Tampak Melintang Pemasangan Tulangan 276
Gambar 5.120 Tampak Samping Pemasangan Tulangan 286
Gambar 5.121 Tampak Samping Pemasangan Tulangan 291
Gambar 5.122 Tampak Samping Pemasangan Tulangan Wing Wall 296
Gambar 5.123 Rekapituasi Tulangan Abutment 297
Gambar 5.124 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang 300
Gambar 5.125 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang 301
Gambar 5.126 Pembebanan pada Tepi Pile Cap 304
Gambar 5.127 Konfigurasi Pile 312
Gambar 5.128 Momen Pada Pile Cap 314
Gambar 5.129 Diagram Gaya Lateral Tiang Pancang 317
Gambar 5.130 Stabilitas Abutment Arah Memanjang 320
Gambar 5.131 Stabilitas Abutment Arah Melintang 321
Gambar 5.132 Stabilitas Geser Abutment 321
Gambar 5.133 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang 325
Gambar 5.134 Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang 325
Gambar 5.135 Diagram Interaksi Mn-Pn Tulangan Pile 332
Gambar 5.136 Tulangan Pondasi dan Pile Cap 341

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan 9
Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural 11
Tabel 3.2 Berat Isi untuk Beban Mati 21
Tabel 3.3 Faktor Berat Sendiri 22
Tabel 3.4 Faktor Beban Mati Tambahan 22
Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur"D" 24
Tabel 3.6 Faktor Beban Truk "T" 25
Tabel 3.7 Nilai V0 dan Z0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu 28
Tabel 3.8 Tekanan Angin Dasar 28
Tabel 3.9 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan 29
Tabel 3.10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa) 33
Tabel 3.11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) 33
Tabel 3.12 Faktor Modifikasi Respons untuk Bangunan Bawah 34
Tabel 3.13 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Baja 36
Tabel 3.14 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Beton 36
Tabel 3.15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 39
Tabel 3.16 Parameter Pengaruh Pelat Beton Komposit Dengan Dek Baja 48
Tabel 3.17 Perbandingan Maksimum Lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan 57
Tabel 3.18 Tipe Baut Menurut Ukurannya 61
Tabel 3.19 Tipe Baut Menurut Kekuatan Nominalnya 61
Tabel 3.20 Pemilihan Tipe dan Bentuk Abutment Menurut Tinggi Pemakaian 68
Tabel 3.21 Pemilihan Tipe Pondasi 71
Tabel 4.1 Rencana Desain Jembatan 75
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai 88
Tabel 5.2 Rekapitulasi Momen pada Pelat 94
Tabel 5.3 Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai 101

Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Memanjang 106
Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Melintang 115
Tabel 5.6 Analisis Kelas Situs BM-1 132
Tabel 5.7 Analisis Kelas Situs BM-2 133
Tabel 5.8 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik 138
Tabel 5.9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik 138
Tabel 5.10 Nilai Respons Spektrum 139
Tabel 5.11 Berat Struktur Rangka Baja 141
Tabel 5.12 Berat Mati pada Pelat Lantai Kendaraan 141
Tabel 5.13 Rekap Gaya Batang Rangka Atas 156
Tabel 5.14 Rekap Gaya Batang Rangka Bawah 156
Tabel 5.15 Rekap Gaya Batang Rangka Diagonal 157
Tabel 5.16 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Tengah 157
Tabel 5.17 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Ujung 158
Tabel 5.18 Rekapitulasi Kapasitas Penampang 174
Tabel 5.19 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Atas 180
Tabel 5.20 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah 189
Tabel 5.21 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Diagonal 196
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Ikatan Angin Tengah 203
Tabel 5.23 Rekapitulasi Sambungan Baut 203
Tabel 5.24 Rekapitulasi Lendutan dan Camber 210
Tabel 5.25 Dimensi Tiap Bagian Abutment 213
Tabel 5.26 Data N-SPT pada BM-2 214
Tabel 5.27 Berat Mati Sendiri Struktur Atas 217
Tabel 5.28 Perhitunngan Gaya dan Momen pada Breast Wall 219
Tabel 5.29 Total Berat Mati Sendiri pada Breast Wall 219
Tabel 5.30 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada Breast Wall 223
Tabel 5.31 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada Breast Wall 235
Tabel 5.32 Rekapitulasi Pembebanan pada Breast Wall 237
Tabel 5.33 Kombinasi Beban pada Breast Wall 238

Tabel 5.34 Faktor Beban pada Keadaan Batas 238
Tabel 5.35 Kombinasi Beban Kuat I pada Breast Wall 239
Tabel 5.36 Kombinasi Beban Kuat II pada Breast Wall 239
Tabel 5.37 Kombinasi Beban Kuat III pada Breast Wall 240
Tabel 5.38 Kombinasi Beban Kuat IV pada Breast Wall 240
Tabel 5.39 Kombinasi Beban Kuat V pada Breast Wall 241
Tabel 5.40 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada Breast Wall 241
Tabel 5.41 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada Breast Wall 242
Tabel 5.42 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Breast Wall 243
Tabel 5.43 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada Back Wall Atas 246
Tabel 5.44 Rekapitulasi Pembebanan pada Back Wall Atas 247
Tabel 5.45 Kombinasi Beban Kuat I pada Back Wall Atas 247
Tabel 5.46 Perhitunngan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada Back Wall Bawah 248
Tabel 5.47 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada Back Wall Atas 251
Tabel 5.48 Rekapitulasi Pembebanan pada Back Wall Bawah 251
Tabel 5.49 Kombinasi Beban Kuat I pada Back Wall Bawah 252
Tabel 5.50 Perhitunngan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada Corbel 253
Tabel 5.51 Total Berat Mati Sendiri pada Corbel 253
Tabel 5.52 Rekapitulasi Pembebanan pada Corbel 255
Tabel 5.53 Kombinasi Beban Kuat I pada Corbel 255
Tabel 5.54 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada Wing Wall 258
Tabel 5.55 Kombinasi Beban Kuat I pada Wing Wall 258
Tabel 5.56 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Breast Wall 259
Tabel 5.57 Tinjauan Beban 1 Meter pada Breast Wall 259
Tabel 5.58 Rekapitulasi Tulangan Breast Wall 275
Tabel 5.59 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Back Wall Atas 277
Tabel 5.60 Tinjauan Beban 1 Meter pada Back Wall Atas 277
Tabel 5.61 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Back Wall Bawah 281

Tabel 5.62 Tinjauan Beban 1 Meter pada Back Wall Bawah 281
Tabel 5.63 Rekapitulasi Tulangan back wall 285
Tabel 5.64 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Corbel 286
Tabel 5.65 Tinjauan Beban 1 Meter pada Corbel 287
Tabel 5.66 Rekapitulasi Tulangan Corbel 290
Tabel 5.67 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Wing Wall 291
Tabel 5.68 Tinjauan Beban 1 Meter pada Wing Wall 292
Tabel 5.69 Rekapitulasi Tulangan Wing Wall 295
Tabel 5.70 Rekapitulasi Tulangan pada Abutment 297
Tabel 5.71 Hasil Pengujian SPT 299
Tabel 5.72 Perhitungan Berat Mati Sendiri Abutment dan Pile Cap 305
Tabel 5.73 Berat Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di Atas Pile Cap 305
Tabel 5.74 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di Tepi Pile Cap 306
Tabel 5.75 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada Tepi Pile Cap 309
Tabel 5.76 Rekapitulasi Pembebanan pada Pile Cap 310
Tabel 5.77 Kombinasi Beban pada Pile Cap 311
Tabel 5.78 Jarak As Pile ke As Pile Cap 314
Tabel 5.79 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen 315
Tabel 5.80 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT 316
Tabel 5.81 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang 317
Tabel 5.82 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang 318
Tabel 5.83 Momen Akibat Gaya Lateral 319
Tabel 5.84 Perhitungan Pembebanan Abutment 322
Tabel 5.85 Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang 324
Tabel 5.86 Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang 324
Tabel 5.87 Momen Akibat Abutment dan Pile Cap 326
Tabel 5.88 Momen Akibat Tanah Timbunan di Atas Pile Cap 326
Tabel 5.89 Faktor Beban Penahan Guling 327
Tabel 5.90 Rekapitulasi Beban 327
Tabel 5.91 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx 328

Tabel 5.92 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang 330
Tabel 5.93 Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang 330
Tabel 5.94 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Satu Tiang 331
Tabel 5.95 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang 331
Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada atas Pile Cap Abutment 335
Tabel 5.97 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi Abutment 341

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Ae = luas penampang efektif

As = luas penampang tulangan

Ag = luas penampang kotor

Ant = luas penampang bersih

A1d = luas satu buah tulangan

b = lebar tinjauan

b_0 = keliling kritis

B = lebar

B' = lebar penampang kritis

B_E = lebar efektif

Bx = lebar arah memanjang jembatan

By = lebar arah melintang jembatan

C = kohesi tanah

Cc = gaya desak pada beton

Cs = gaya tarik pada beton

Csm = koefisien respons gempa

D = diameter *pile*

d = tinggi efektif beton

db = diameter baut

dh = diameter lubang baut

dp = diameter tulangan pokok

ds = diameter tulangan sengkang

E = modulus elastisitas baja

Ec = modulus elastisitas beton

f'c = kuat tekan beton

fs' = tegangan baja daerah desak

Fu = tegangan ultimit baja

Fe = tegangan tekuk elastis

Fcr = tegangan kritis

Fy = tegangan leleh baja

g = percepatan gravitasi

G = modulus geser

h = tinggi

H = gaya penyebab geser pondasi

Hizin = kapasitas dukung izin lateral *pile*

I = inersia

J = konstanta torsi

K = faktor panjang efektif

Ka = koefisien tekanan tanah aktif

L = panjang

Mgl = momen penyebab guling

Mu = momen ultimit

Mn = momen nominal

Mw = momen penahan guling

n = jumlah

P = gaya aksial

Pu = gaya aksial ultimit

Pn = gaya aksial nominal

q = berat terdistribusi

Qu = kapasitas dukung pondasi

r = radius girasi

s = jarak

sb = selimut beton

SF = faktor aman

t = tebal

T = waktu periode getar struktur

W = berat

γ = berat volume

ρ = rasio tulangan

σ = tegangan

ϕ = sudut geser dalam

ϕ = faktor reduksi

ABSTRAK

Jembatan Gembryangan dibangun untuk memudahkan akses masyarakat dengan menghubungkan ruas jalan Berbah-Kalasan dengan ruas jalan Piyungan-Prambanan. Jembatan ini membentang di atas Sungai Opak, tepatnya di Dusun Kebondalem, Kelurahan Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini direncanakan dibangun dengan menggunakan struktur atas rangka baja tipe warren dengan bentang tunggal sepanjang 80 m sehingga jembatan ini tidak memiliki pilar di tengahnya.

Dasar yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini mengacu kepada peraturan terbaru dalam pembebanannya yaitu SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016). Sedangkan dalam perencanaan baja dan beton menggunakan peraturan lama yang masih berlaku yaitu RSNI T-12 (2004) dan RSNI T-03 (2005). Perencanaan jembatan ini menggunakan bantuan *software* SAP2000 V22 dan *Microsoft Excel* dalam proses analisisnya.

Hasil yang didapatkan dalam perencanaan jembatan ini yaitu, pelat lantai memiliki tebal 0,25 m. Rangka utama batang atas menggunakan IWF 500x500x32x32. Rangka utama batang bawah menggunakan IWF 500x500x19x32. Rangka utama batang diagonal menggunakan IWF 500x500x19x32. Gelajar memanjang menggunakan IWF 300x150x6,5x9. Gelagar melintang menggunakan IWF 800x300x14x26. Ikatan angin tengah menggunakan IWF 250x175x8x12. Ikatan angin ujung menggunakan IWF 350x300x12x19. Sambungan menggunakan baut mutu A490. Struktur atas ditumpu oleh 2 buah abutment di tiap ujungnya. Pondasi yang digunakan berupa pondasi dalam tiang pancang dengan diameter 0,8 m kedalaman 18 m.

Kata kunci : Jembatan, Rangka, Baja, Warren, SAP2000

ABSTRACT

Gembrayangan Bridge was built to ease public access by connecting Berbah-Kalasan road section with Piyugan-Prambanan road section. The bridge span over Opak river, at Dusun Kebondalem, Kelurahan Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. This bridge was planned to build using warren steel truss as the super structure with 80 meters span so this bridge doesn't have pillar at the centre.

The reference that used on this bridge planning according to the newest loading rules which is SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016). While during steel and concrete planning using the old rules that still valid which is RSNI T-12 (2004) and RSNI T-03 (2005). The planning of this bridge is using SAP2000 V22 software and Microsoft Excel for the analysis process.

The result obtained from this bridge planning are the vehicle plate thickness is 0,25 m, the steel profile that used on the upper main truss is IWF 500x500x32x32, the steel profile that used on the bottom main truss is IWF 500x500x19x32, the steel profile that used on the diagonal main truss is IWF 500x500x19x32, the steel profile that used on the stringer is IWF 300x150x6,5x9, the steel profile that used on the cross girder is IWF 800x300x14x26, the steel profile that used on the middle bracing is IWF 250x175x8x12, the steel profile that used on the end bracing is IWF 350x300x12x19, the joint on this bridge using bolt with A490 grade that put together with gussetplate. The super structure supported by 2 pieces of abutment at the end. The foundation that used is spun pile foundation with 0,8 meters diameter and 18 m length.

Keyword : *Bridge*, *Truss*, *Steel*, *Warren*, SAP200

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kabupaten Sleman merupakan salah satu kabupaten yang terdapat di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta (DIY). Kabupaten Sleman memiliki jumlah penduduk terbesar diantara kabupaten lainnya di Provinsi DIY. Menurut Yogyakarta Dalam Angka (2022), jumlah penduduk di Kabupaten Sleman pada tahun 2021 berjumlah 1.136.474 jiwa atau setara dengan 30,61% dari total penduduk di Provinsi DIY.

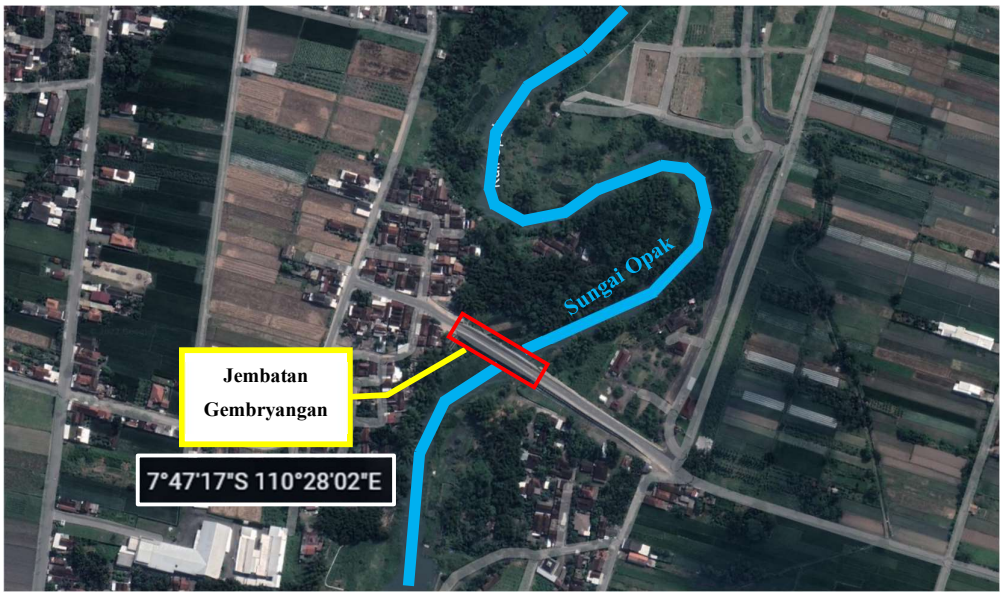
Dengan banyaknya penduduk di Kabupaten Sleman, maka wilayah tersebut memiliki peran yang cukup besar bagi mobilitas warga di Provinsi DIY. Oleh karena itu sangat penting hal tersebut difasilitasi oleh infrastruktur yang memadai seperti transportasi. Akan tetapi wilayah Kabupaten Sleman memiliki banyak sungai yang menjadikan suatu rintangan dalam pembuatan infrastruktur transportasi tersebut. Oleh karena itu perlu dibuatkan beberapa jembatan agar mobilisasi masyarakat dapat berjalan dengan baik.

Jembatan merupakan sebuah bangunan sipil yang berfungsi untuk menyatukan kedua wilayah agar bisa dilalui baik oleh manusia maupun kendaraan dari suatu rintangan berupa sungai, lembah, jalan, rel, dan sebagainya. Jembatan sangat penting karena menjadi bagian dari infrastruktur transportasi. Dengan adanya jembatan, maka masyarakat tidak perlu memutar untuk mencapai suatu wilayah tertentu yang terhalagi rintangan sehingga dapat memangkas jarak tempuh dan waktu perjalanan.

Jembatan Gembryangan merupakan jembatan yang menghubungkan ruas jalan Berbah-Kalasan dengan ruas jalan Piyungan-Prambanan. Jembatan tersebut membentang di atas Sungai Opak, tepatnya di Dusun Kebondalem, Kelurahan Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan tersebut sebelumnya telah selesai dibangun pada tahun 2021 dengan konstruksi PCI girder dengan bentang 2 x 40 m. Pada penelitian ini

Jembatan Gembryangan akan direncanakan tidak memiliki pilar di bagian tengahnya sehingga membentang penuh sepanjang 80 m.

Salah satu tipe jembatan yang mampu menahan bentang yang cukup panjang panjang yaitu jembatan rangka baja. Oleh karena itu, tipe jembatan tersebut akan digunakan dalam penelitian ini. Jembatan rangka baja memiliki berbagai konfigurasi yang memiliki kelebihan dan kekurangannya masing-masing. Pada jembatan ini, tipe konfigurasi rangka baja yang digunakan yaitu tipe *warren*. Hal tersebut dipilih karena konfigurasi rangka baja tipe warren memiliki kelebihan pada penyebaran bebannya yang merata. Selain itu, jembatan tipe *warren* cukup banyak digunakan di Indonesia. Berikut ini merupakan peta lokasi Jembatan Gembryangan yang ditunjukan pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Gembryangan

(Sumber: Google Earth)

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah pada penelitian ini sebagaimana berikut ini.

1. Bagaimana hasil desain pelat lantai jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?

2. Bagaimana hasil desain dan pemilihan profil baja pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
3. Bagaimana hasil desain sambungan pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
4. Bagaimana hasil desain abutment dan pondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan pada penelitian ini sebagaimana berikut:

1. Untuk mendapatkan hasil desain pelat lantai jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana.
2. Untuk mendapatkan hasil desain dan pemilihan profil baja pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana.
3. Untuk mendapatkan hasil desain sambungan pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana.
4. Untuk mendapatkan hasil desain abutment dan pondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat pada penelitian yaitu dapat menjadi referensi dan pertimbangan bagi perencana jembatan dalam merancang jembatan rangka baja bentang panjang dengan tipe *warren*.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan penelitian dalam tugas akhir ini diantaranya yaitu:

1. Struktur jembatan yang akan dirancang mencakup struktur atas dan struktur bawah.
2. Jenis struktur atas jembatan yang akan dirancang menggunakan material utama baja dengan sistem rangka tipe warren dan pelat lantai dengan menggunakan beton bertulang.

3. Lalu lintas kendaraan pada jembatan memiliki lebar jalan 7 meter dengan lebar trotoar masing-masing 1 meter.
4. Penentuan elevasi jembatan berdasarkan pengamatan lapangan dan peta topografi yang ada karena tinggi muka air banjir sangat rendah.
5. Perhitungan pembebanan jembatan berpedoman pada SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan.
6. Perhitungan perancangan struktur rangka baja jembatan berpedoman pada RSNI T 03-2005 tentang Struktur Baja untuk Jembatan.
7. Perhitungan struktur beton pada jembatan berpedoman pada RSNI T 12-2004 tentang Struktur Beton untuk Jembatan.
8. Perhitungan beban gempa berpedoman pada SNI 2833-2016 tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa.
9. Analisis gempa yang dilakukan tidak merpertimbangkan akibat sesar aktif.
10. Analisis struktur atas jembatan menggunakan bantuan *software* SAP2000.
11. Perencanaan ini tidak meliputi Rencana Anggaran Biaya (RAB).
12. Perencanaan ini tidak meliputi metode pelaksanaan konstruksi.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu

Perancangan jembatan telah banyak dilakukan penelitian sebelumnya oleh banyak orang baik akademisi maupun praktisi di bidangnya yang hasilnya dapat dipertanggungjawabkan. Hal tersebut dapat digunakan sebagai referensi atas penelitian selanjutnya sehingga memudahkan dalam proses penelitian yang akan dilakukan. Selain itu, dengan adanya tinjauan pustaka dari penelitian terdahulu dapat memengaruhi kualitas hasil penelitian yang akan dilakukan karena didukung oleh karya tulis yang telah ada. Berikut merupakan tinjauan terhadap penelitian terdahulu yang digunakan dalam tugas akhir ini.

2.1.1 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe Busur

Penelitian tersebut pernah dilakuan oleh Hakikie (2017) pada sebuah tugas akhir yang berjudul "Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Ireng II pada Jalan Tol Semarang – Bawen menggunakan Jembatan Busur Rangka Baja". Perbedaan dengan penelitian ini yaitu jembatan tersebut menggunakan struktur rangka baja busur dengan sepanjang 200 m yang terbagi dengan 3 dengan masing-masing bentang memiliki panjang berurutan 50 m, 100 m, dan 50 m. Jembatan tersebut terletak pada STA 21+912 – STA 22+410 Jalan Tol Semarang-Bawen, Jawa Tengah. Peraturan yang digunakan pada penelitian tersebut yaitu RSNI T-03:2005 tentang Standar Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan, SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural, SNI 2833:2013 tentang Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan, dan SNI 1725:2016 tentang Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Dari penelitian tersebut didapatkan hasil perancangan pada struktur atas berupa tebal pelat lantai kendaraan sebesar 20 cm, gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 450x300x11x18, gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 950x425x28,4x51, ikatan angin atas menggunakan profil baja *circular hollow* 267,4x7, ikatan angin silang menggunakan profil baja *circular*

hollow 216,3x8, ikatan angin bawah menggunakan profil baja *circular hollow* 216,3x7. Lalu, pada rangka utamanya menggunakan profil baja box dengan ukuran yang variatif seperti BOX 600x600x25 pada segmen 1 busur atas dan segmen 2 busur bawah, BOX 500x500x25 pada segmen 1 busur bawah, segmen 1 batang tarik, segmen 2 busur atas, segmen 2 batang tarik, segmen 3 rangka atas, dan segmen 3 rangka bawah, BOX 400x400x25 pada batang 40,39,44,43,46,48, BOX 350x350x25 pada segmen 2 batang diagonal dan segmen 3 batang diagonal, dan BOX 250x250x16 pada segmen 1 batang diagonal. Pada struktur bawah dilakukan perencanaan *abutment* dengan tinggi 8,5 m, lebar 13 m, dan tebal 2 m dengan 21 tiang pondasi diameter 1,2 m sedalam 2 m. Selain itu juga dilakukan perencanaan pilar dengan tinggi 32 m, lebar 13 m, dan tebal 3 m dengan 60 tiang pondasi diameter 1,2 m sedalam 32 m.

2.1.2 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe *Camel Back Truss*

Penelitian ini pernah dilakukan oleh Lilu dkk. (2020) dalam sebuah jurnal yang berjudul "Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Tipe Camel Back Truss dengan Menggunakan Metode LRFD". Jembatan ini terletak di Kota Atambua, NTT. Jembatan tersebut menggunakan rangka baja tipe camel back truss dengan bentang 2 x 60 m. Perbedaan pada penelitian ini yaitu perancangan hanya dilakukan perencanaan pada struktur atas saja. Penelitian ini menggunakan beberapa peraturan diantaranya SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, SNI 1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Baja untuk Gedung, dan SNI 3967-2008 tentang Spesifikasi Bantalan Elastomer Tipe Polos dan Tipe Berlapis untuk Perletakan Jembatan. Hasil dari penelitian tersebut yaitu pelat lantai kendaraan memiliki tebal 25 cm, gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 300x300x10x15, gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 700x300x16x28, gelagar induk menggunakan profil baja IWF 428x407x20x35, ikatan angin atas menggunakan baja profil LD 250x250x25, ikatan angin bawah menggunakan profil baja LD 200x200x15, dan baut yang digunakan menggunakan diameter 20 mm dan 27 mm.

2.1.3 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe *Pratt*

Penelitian tersebut pernah dilakukan oleh Anggraini dkk. (2021) dalam sebuah jurnal yang berjudul "Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Dengan Struktur Rangka Baja *Type Pratt* Pada Jembatan Petak Kabupaten Nganjuk". Jembatan tersebut berlokasi di Desa Petak, Kecamatan Bagor, Kabupaten Nganjuk, Jawa Timur. Perbedaan dengan penelitian ini yaitu perencanaan jembatan yang dilakukan menggunakan rangka baja tipe *pratt* dengan bentang 60 m. Peraturan yang digunakan dalam penelitian tersebut hanya SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan. Hasil dari penelitian tersebut pada struktur atas didapatkan tebal pelat lantai kendaraan yang digunakan setebal 20 cm, gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 350x175x7x11, gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 700x300x15x28, gelagar induk menggunakan profil baja IWF 400x18x28, dan baut yang digunakan merupakan baut mutu tinggi dengan diameter 5/8 inci. Kemudian didapatkan struktur bawah berupa *abutment* dengan lebar 300 cm, panjang 900 cm, dan tinggi 550 cm. Selain itu juga direncanakan pondasi pancang dengan diameter 50 cm sedalam 5,2 m.

2.1.4 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe *Warren with Vertical*

Penelitian ini pernah dilakukan oleh Syaidina dkk. (2021) dalam sebuah jurnal yang berjudul "Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja dengan Bentang 62 Meter Tebat Gheban Kota Pagar Alam". Jembatan tersebut terletak di Kota Pagar Alam, Sumatera Selatan. Perbedaan penelitian yang akan dilakukan dengan penelitian terdahulu ini yaitu tipe jembatan yang digunakan merupakan jembatan rangka baja tipe *warren with vertical* yang mana jembatan ini memiliki batang tegak diantara batang diagonalnya. Penelitian ini menggunakan beberapa peraturan diantaranya dalam perencanaannya menggunakan BMS-1992 : Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, peraturan pembebanan menggunakan RSNI-T-02-2005 dan SNI 1725-2016. Perencanaan struktur rangka dilakukan secara otomatis melalui *software* STAAD Pro v81. Pada penelitian tersebut dilakukan perencanaan pada struktur atas yang meliputi rangka atang atas menggunakan baja profil IWF 500x400x10, rangka batang bawah menggunakan baja profil IWF 350x300x10,

rangka batang tegak menggunakan baja profil IWF 350x300x10, rangka batang diagonal menggunakan baja profil IWF 400x300x10, rangka batang *top cross* menggunakan baja profil IWF 350x300x10, dan rangka batang *bracing* menggunakan baja profil IWF 350x225x10.

2.1.5 Perancangan Jembatan dengan Rangka Baja Tipe *Warren*

Penelitian tersebut pernh dilakukan oleh Safitri dkk. (2021) pada sebuh jurnal yang berjudul "Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe Warren Truss di Kabupaten Jombang". Perbedaan dengan penelitian ini yaitu pada bentang jembatan yang digunakan yaitu 50 m. Jembatan tersebut terletak di Desa Bongkot, Kecamatan Peterongan, Kabupaten Jombang. Peraturan yang digunakan yaitu hanya SNI 1725-2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan. Dari penelitian tersebut didapatkan hasil perancangan struktur atas yang meliputi plat lantai kendaraan dengan tebal 20 cm, gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 350x175x6x9, gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 700x300x13x20, gelagar induk menggunakan profil baja IWF 350x350x16x16, dan sambungan baut menggunakan diameter 5/8 inci dan 3/4 inci. Pada struktur bawah direncanakan *abutment* dengen dimensi lebar 3 m dan panjang 8 m. Pondasi yang digunakan berupa pondasi tiang pancang dengan diameter 50 cm sedalam 13,8 m.

2.2 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu tentang jembatan didapatkan perancangan jembatan baja dengan berbagai macam tipe dan peraturan yang digunakan. Pada penelitian ini tipe jembatan yang akan digunakan yaitu rangka baja tipe *warren* dengan bentang 80 m yang terletak di Dusun Kebondalem, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan yang akan dirancang pada penelitian ini meliputi struktur atas, struktur bawah, dan pondasi. Peraturan yang akan digunakan yaitu SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, RSNI T 03-2005 tentang Struktur Baja untuk Jembatan, dan SNI 2833-2016 tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa.

2.3 Perbandingan Penelitian

Berikut ini merupakan rekapitulasi perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan yang ditampilkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahuu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	**Penelitian Terdahulu**					**Penelitian yang Akan Dilakukan**
Peneliti	Hakikie	Lilu dkk.	Anggraini dkk	Syaidina dkk.	Safitri dkk.	Fakhri Pratama Nurfauzi
Tahun	2017	2020	2021	2021	2021	2022
Judul Penelitian	Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Ireng II Pada Jalan Tol Semarang-Bawen Menggunakan Jembatan Busur Rangka Baja	Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Tipe *Camel Back Truss* Dengan Menggunakan Metode LRFD	Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Dengan Struktur Rangka Baja Type *Pratt* Pada Jembatan Petak Kabupaten Nganjuk	Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Dengan Bentang 62 Meter Tebat Gheban Kota Pagar Alam	Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe *Warren Truss* di Kabupaten Jombang	Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Bentang 80 M (Studi Kasus: Jembatan Gembryangan)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahuu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Akan Dilakukan
Lokasi Jembatan	Jembatan Lemah Ireng II terletak pada STA 21+912 – STA 22+410 Jalan Tol Semarang-Bawen, Jawa Tengah	Jembatan Weutu, Kota Atambua, NTT	Desa Petak, Kecamatan Bagor, Kabupaten Nganjuk, Jawa Timur.	Jembatan Tebat Gheban, Kota Pagar Alam, Sumatera Selatan	Jembatan Bongkot, Kecamatan Peterongan Kabupaten Jombang, Jawa Timur	Jembatan Gembryangan, Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, DIY
Tipe Jembatan	Jembatan Rangka Baja Tipe Busur	Jembatan Rangka Baja Tipe *Camel Back Truss*	Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt*	Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren with Vertical*	Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*	Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*
Panjang Bentang	50 m ; 100 m ; 50 m	2 x 60 m	60 m	62 m	50 m	80 m
Peraturan yang Digunakan	RSNI T-03:2005, SNI 2847:2013, SNI 1725:2016	SNI 1725-2016, SNI 1729-2015, SNI 3967-2008	SNI 1725:2016	BMS- 992 : Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, RSNI T-03-2005, RSNI T-12-2004, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016	SNI 1725-2016, RSNI T 03-2005, RSNI T-12-2004, SNI 2833-2016

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Material Baja

Baja merupakan campuran antara besi dan karbon. Semakin besar kandungan karbon pada baja, maka kekuatannya akan semakin besar. Baja merupakan material yang mempunyai ketahanan terhadap gaya tarik akan tetapi lemah terhadap gaya tekan. Apabila baja diberi gaya tekan yang berlebih, maka akan beresiko terjadinya tekuk atau puntir.

Menurut RSNI T 03-2005, sifat mekanis baja struktural yang digunakan untuk perencanaan jembatan setidaknya memenuhi persyaratan minimum sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum, fu (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, fy (MPa)	Peregangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber: RSNI T-03 (2005)

Selain sifat-sifat tersebut, ada sifat-sifat mekanis baja lainnya yang ditetapkan untuk perencanaan jembatan menurut RSNI T-03-2005 sebagaimana berikut ini.

1. Modulus Elastisitas : E = 200.000 MPa
2. Modulus geser : G = 80.000 MPa

3. Angka poison : $\mu = 0,3$
4. Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per ºC

3.2 Material Beton

Menurut RSNI T-12 (2004), beton adalah campuran antara semen *portland* atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk massa padat. Awalnya campuran beton tersebut memiliki sifat plastis saat dalam keadaan segarnya. Kemudian seiring dengan waktu akan terjadi pengerasan oleh adanya proses kimiawi antara semen dan air yang nantinya menjadi sebuah pasta semen. Pasta semen tersebut nantinya mengikat antara agregat-agregat yang tercampur dalam suatu campuran beton hingga akhirnya homogen.

Beton merupakan suatu material yang tahan terhadap gaya tekan. Semakin lama usia beton, maka kuat tekannya akan semakin tinggi. Kekuatan tekan beton juga dipengaruhi oleh komposisi campuran didalamnya. Akan tetapi beton memiliki kelemahan yaitu lemah terhadap gaya tarik. Gaya tarik yang mampu ditahan oleh beton biasanya berkisar antara 9-15% dari kuat tekannya. Selain itu juga, beton bersifat getas sehingga dalam suatu konstruksi perlu diberikan baja tulangan agar bersifat daktail terlebih saat menerima beban gempa.

3.3 Jembatan

Jembatan merupakan suatu bangunan yang berfungsi untuk menyatukan kedua wilayah yang terpisahkan oleh suatu rintangan. Rintangan tersebut bisa berupa alam seperti sungai, lembah, laut serta rintangan buatan seperti jalan raya, jalan rel, dan sebagainya. Dikarenakan jembatan berfungsi sebagai penghubung dua daerah yang terpisah, maka jembatan memiliki peran yang sangat penting dalam kelancaran transportasi. Jembatan merupakan suatu sistem transportasi untuk tiga hal yaitu merupakan pengontrol kapasitas dari sistem, mempunyai biaya tertinggi per mil dari sistem, dan jika jembatan runtuh maka sistem akan runtuh (Supriyadi dan Muntohar, 2007).

Jembatan memiliki peran yang panjang dalam sejarah peradaban manusia. Jembatan diketahui sudah ada sejak jaman purba yang mana tentunya jembatan tersebut sangat sederhana seperti kayu gelondongan atau batang pohon yang digunakan untuk menyebrang sungai. Seiring perkembangan jaman, jembatan terus berkembang hingga pada masa ini terdapat berbagai jenis jembatan dari berbagai material yang digunakan.

3.4 Tipe-tipe Jembatan

Jembatan mengalami perkembangan dari waktu ke waktu yang menghasilkan berbagai tipe jembatan hingga saat ini. Perkembangan teknik jembatan dihasilkan dari evolusi bentuk struktur, material, metode perencanaan, fabrikasi, dan cara pendiriannya (Supriadi dan Muntohar, 2007). Tipe-tipe jembatan terbagi menjadi beberapa klasifikasi yaitu menurut kegunaannya, jenis materialnya, kelasnya, dan jenis strukturnya. Berikut ini merupakan penjelasan dari setiap tipe jembatan.

1. Menurut kegunaannya

   Pada hal ini jembatan diklasifikasikan terhadap kegunaan dari jembatan tersebut apabila telah selesai dibangun. Beberapa tipe jembatan menurut kegunaannya yaitu sebagai berikut.

   a. Jembatan jalan raya
   b. Jembatan penyebrangan atau pejalan kaki
   c. Jembatan kereta api
   d. Jembatan jalan air
   e. Jembatan jalan pipa

2. Menurut materialnya

   Pada hal ini jembatan diklasifikasikan terhadap material utama dari jembatan itu sendiri. beberapa tipe jembatan menurut materialnya yaitu sebagai berikut.

   a. Jembatan kayu
   b. Jembatan Baja
   c. Jembatan beton bertulang
   d. Jembatan beton prategang
   e. Jembatan komposit

3. Menurut kelasnya

   Pada hal ini jembatan diklasifikasikan terhadap kelas jembatan sesuai Direktorat Jendral Bina Marga Kementrian PUPR. Beberapa tipe jembatan menurut sistem kelasnya yaitu sebagai berikut.

   a. Jembatan Permanen Kelas A

      Jembatan permanen kelas A memiliki lebar total jembatan sebesar 9 m yang terbagi menjadi badan jalan 7 m dan trotoar 1 m di kanan dan kirinya. Selain itu jembatan kelas ini menggunakan beban lalu lintas BM-100.

   b. Jembatan Permanen Kelas B

      Jembatan permanen kelas B memiliki lebar total jembatan sebesar 7 m yang terbagi menjadi badan jalan 7 m dan trotoar 0,5 m di kanan dan kirinya. Selain itu jembatan kelas ini menggunakan beban lalu lintas BM-100.

   c. Jembatan Permanen Kelas C

      Jembatan permanen kelas C memiliki lebar total jembatan sebesar 4,5 m yang terbagi menjadi badan jalan 3,5 m dan trotoar 0,5 m di kanan dan kirinya. Selain itu jembatan kelas ini menggunakan beban lalu lintas BM-70.

4. Menurut jenis strukturnya

   Pada hal ini jembatan diklasifikasikan terhadap bentang jembatan sesuai Direktorat Jendral Bina Marga Kementrian PUPR. Beberapa tipe jembatan menurut bentangnya yaitu sebagai berikut.

   a. Jembatan Pelat (*Slab Bridge*)

      Jembatan pelat merupakan jembatan yang strukturnya cukup sederhana yaitu hanya menggunakan sistem pelat. Elemen pelat tersebut dapat berupa pelat satu arah maupun pelat dua arah tergantung bentang serta lebar jembatannya. Jembatan tipe ini hanya bisa digunakan untuk jembatan dengan bentang 0 – 15 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan pelat.

1) Kelebihan
   a) Biaya pembuatannya murah
   b) Memiliki struktur yang sederhana
2) Kekurangan
   a) Hanya bisa digunakan untuk bentang pendek

b. Jembatan Girder

Jembatan girder merupakan jembatan yang struktur utamanya berupa balok. Balok tersebut bisa terbuat dari material beton maupun baja profil. Balok beton yang digunakan bisa berupa cor setempat maupun pracetak. Selain itu pembesian pada jembatan girder bisa berupa beton bertulang maupun prategang. Jembatan girder terbagi menjadi tiga jenis diantaranya sebagai berikut.

1) Balok T

   Jembatan dengan girder balok T biasanya digunakan pada bentang jembatan yang kecil yang mana balok tersebut digunakan sebagai tumpun dari pelat di atasnya. Panjang jembatan dengan girder balok T sekitar 10 – 18 m.

2) Balok I

   Jembatan dengan girder balok I biasanya dibuat secara pracetak dengan sistem tulangan prategang. Jembatan dengan tipe ini dapat memiliki panjang sekitar 25 – 40 m.

3) Box girder

   Jembatan dengan box girder cocok untuk digunakan pada bentang panjang. Bentuk box girder yang digunakan dapat berbentuk kotak maupun trapesium. Jembatan dengan tipe ini dapat memiliki panjang sekitar 40 – 300 m.

Kemudian ada beberapa kelebihan serta kekurangan pada jembatan tipe ini diantaranya sebagaimana berikut ini.

1) Kelebihan
   a) Penggunaan bekisting sedikit karena kebanyakan pembuatannya secara pracetak

b) Memiliki mutu yang terjamin karena dibuat di pabrik

2) Kekurangan

a) Membutuhkan banyak alat berat saat pengerjaannya

b) Biaya perawatan mahal

c. Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka merupakan jembatan yang strukturnya terdiri dari batang-batang yang saling terhubung dengan buhul pada setiap ujungnya. Pada umumnya jembatan tipe ini membentuk suatu rangka berbentuk segitiga untuk menahan bebannya. jembatan tipe ini pada struktur utamanya hanya mendapatkan gaya aksial berupa tarik maupun tekan saja. Jembatan ini juga sangat efektif apabila digunakan untuk bentang menengah hingga panjang. Panjang bentang yang dapat ditahan yaitu sekitar 40 – 200 m tergantung dengan tipe rangka serta tinggi jembatan yang digunakan. Berikut ini merupakan kelebihan serta kekurangan dari jembatan tipe rangka.

1) Kelebihan

a) Ekonomis dan ringan karena bahannya lebih efisien

b) Mudah dalam pelaksanaannya

c) Kualitas mutu terjamin

d) Dapat digunakan untuk bentang menengah hingga panjang

2) Kekurangan

a) Efisiensi rangka batang tergantung dengan bentangnya

d. Jembatan Pelengkung (*Arch Bridge)*

Jembatan pelengkung merupakan jembatan yang strukturnya berbentuk lengkung baik berupa setengah lingkaran maupun parabola. Beban yang terdapat pada bagian atas jembatan tersebut nantinya akan disalurkan melalui struktur lengkung tersebut langsung menuju *abutment*. Jembatan tipe ini cocok digunakan untuk jembatan dengan lembah yang cukup dalam dan lebar. Jembatan tipe ini bisa digunakan untuk jembatan dengan bentang 150 – 400 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan pelengkung.

1) Kelebihan
   a) Dapat digunakan untuk jembatan bentang panjang dan tinggi
   b) Seluruh bagian strukturnya mengalami gaya aksial tekan
   c) Memiliki nilai estetika
2) Kekurangan
   a) metode pelaksanaannya cukup rumit

e. Jembatan Kabel *(Cable-stayed)*

Jembatan kabel merupakan jembatan yang strukturnya terdiri dari struktur *deck* yang digantung dengan kabel yang terhubung pada suatu *pylon* atau tiang. Kabel tersebut terbuat dari baja dan dirancang agar mampu menahan gaya tarik. Jembatan tipe ini cocok digunakan untuk bentang panjang antara 200 – 500 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan kabel.

1) Kelebihan
   a) Tahan terhadap hempasan angin
   b) Struktur lebih kaku dibanding jembatan gantung
   c) Perawatannya mudah
   d) Kontruksinya ringan
2) Kekurangan
   a) Perlu ketelitian dalam pelaksanaannya
   b) Bentang terbatas memperhatikan sudut kabelnya, semakin lebar bentang maka akan semakin tinggi *pylon*

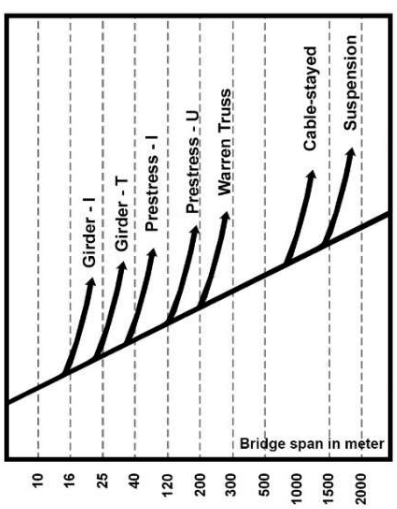
f. Jembatan Gantung *(Suspension Bridge)*

Jembatan gantung merupakan jembatan yang struktur utamanya menggunakan kabel sebagai penahan bebannya. Jembatan tipe ini setidaknya memiliki dua buah *pylon* atau tiang yang mana tiap tiang tersebut akan disambungkan dengan sebuah kabel utama. Dari kabel utama tersebut nantinya dihubungkan juga dengan kabel vertikal yang langsung menopang *deck* jembatan. Jembatan tipe ini sangat efektif untuk digunakan pada bentang yang sangat panjang. Panjang bentang yang bisa

digunakan yaitu sekitar 300 – 2000 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan gantung.

1) Kelebihan
   a) Dapat digunakan untuk bentang yang panjang
   b) Ekonomis
   c) Memiliki nilai estetika
   d) tidak memerlukan perancah saat pembangunannya
2) Kekurangan
   a) Mudah terguncang angin dan bergoyang apabila lantai kendaraan tidak cukup kaku.

Dari beberapa tipe jembatan yang ada, maka perlu dipilih salah satu tipe yang cocok untuk digunakan. Berikut ini merupakan penentuan tipe jembatan berdasarkan bentang jembatan yang ditampilan pada Gambar 3.1.



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

Gambar 3.1 Penentuan Tipe Jembatan Berdasarkan Bentang Jembatan

(Sumber: Kementerian PUPR, 2018)

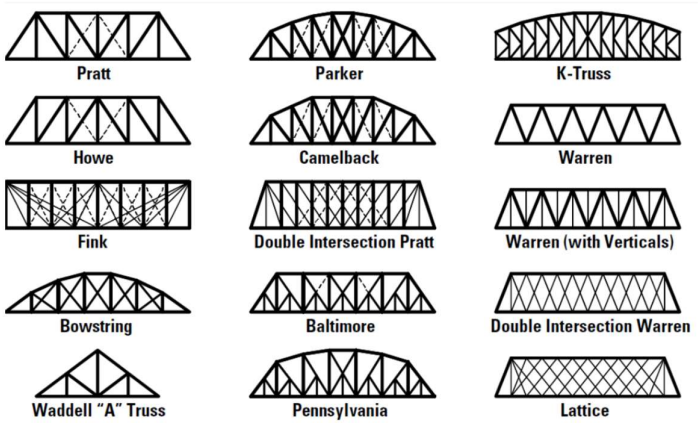
Pada penelitian ini dipilih jembatan rangka baja dengan pertimbangan tipe jembatan tersebut cocok digunakan pada bentang yang cukup panjang. Selain itu,

jembatan tipe rangka memiliki efisiensi yang cukup tinggi atas material yang digunakan tanpa mengurangi kekuatan yang ada.

3.5 Tipe-tipe Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka baja merupakan jembatan yang struktur utamanya terbuat dari beberapa batang baja yang dirangkai menjadi suatu rangka dengan sedemikian rupa dan disambungkan melalui buhul di ujungnya. Beban pada jembatan tipe ini disalurkan melalui batang-batang yang ada secara aksial baik tatik maupun tekan. Jembatan rangka baja dapat digunakan baik secara lalu linntas atas maupun lalu lintas bawah. Berikut ini merupakan tipe-tipe jembatan rangka menurut konfigurasi jembatannya serta bentuk dari konfigurasi terseut ditunjukkan pada Gambar 3.2.

1. *Pratt Truss*
2. *Parker Truss*
3. *K-Truss*
4. *Howe Truss*
5. *Camelback Truss*
6. *Warren Truss*
7. *Fink Truss*
8. *Bowstring Truss*
9. *Baltimore Truss*
10. *Pensylvania Truss*



Gambar 3.2 Tipe Konfigurasi Jembatan Rangka Baja

(Sumber: Ressler, 2021)

Dari beberapa tipe jembatan rangka baja yang ada, maka dipilih jembatan rangka dengan tipe *warren*. Pemilihan tipe ini dikarenakan jembatan tipe *warren* cukup efisien dalam menahan beban yang bekerja. Selain itu, jembatan dengan tipe ini mudah dalam pelaksanaan konstruksi serta perawatannya cukup mudah sehingga cukup umum digunakan di Indonesia.

3.6 Jembatan Tipe *Warren*

Jembatan tipe *warren* pertama kali diperkenalkan pada tahun 1848 oleh James Warren dan Willooughby Theobald Monzani di Inggris. Jembatan tipe ini cukup sederhana yaitu memiliki segitiga yang sama kaki pada struktur rangkanya tanpa batang vertikal. Hal tersebut memberikan keuntungan pada jembatan tipe ini karena gaya tarik dan gaya tekan terdistribusi secara merata. Jembatan tipe ini sangat banyak digunakan di Indonesia.

3.7 Pembebanan Jembatan Menurut SNI 1725-2016

Dalam merencanakan jembatan, perlu dilakukan analisis beban terlebih dahulu. Hal tersebut dilakukan untuk mengetahui beban-beban yang bekerja pada jembatan tersebut. Dengan dilakukan analisis pembebanan, nantinya material yang

akan digunakan dapat sesuai dengan kebutuhan yang ada sehingga tidak terjadi pemborosan baik dari sisi kekuatan maupun biaya.

3.7.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang berasal dari berat jembatan itu sendiri termasuk komponen-komponen tambahan yang ada didalamnya yang menjadi satu kesatuan tetap. Beban mati yang terjadi pada jembatan diantaranya sebagaimana berikut ini.

1. Berat Sendiri (*MS*)

   Berat sendiri merupakan berat yang terdapat pada jembatan termasuk elemen struktural dan nonstruktural yang dianggap tetap. Untuk mendapatkan beban mati harus mengetahui besaran kerapatan massa dan berat isi dari setiap material yang akan digunakan. Nilai tersebut bisa didapatkan dalam SNI 1725-2016 Pasal 7.1 sebagaimana dicantumkan dalam Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Berat Isi untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces*)	22,0	2245
2	Besi tuang (*cast iron*)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay*)	17,2	1775
4	Kerikil dipadatkan (*rolled gravel, macadam or ballast*)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (*asphalt concrete*)	22,0	2245
6	Beton ringan (*low density*)	12,25-19,6	1250-200
7	Beton f'c < 35 MPa	22,0-25,0	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*)	11,0	1125

Sumber: SNI 1725 (2016)

Dari berat sendiri yang telah didapatkan, terdapat faktor beban yang digunakan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Faktor Berat Sendiri

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan merupakan berat bahan nonstruktural yang terdapat pada jembatan. Nilai beban mati tambahan ini dapat berubah selama umur jembatan. Berikut ini merupakan faktor yang terdapat pada beban mati tambahan jembatan yang ditunjukkan pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{MS})		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{MS})	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,7
	Khusus (terawas)	1,00	1,40	0,8
Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber: SNI 1725 (2016)

3.7.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas terbagi menjadi dua bagian yaitu beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur dihitung berdasarkan lebar jalur kendaraan serta panjang bentang dari jembatan itu sendiri. Sedangkan untuk beban truk dihitung berdasarkan simulasi pengaruh roda kendaraan berat dengan menempatkan 3 gandar pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas. Berikut ini merupakan beban-beban yang terjadi akibat lalu lintas di atas jembatan.

1. Beban Lajur (*TD*)

   Beban lajur terbagi menjadi dua yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Kedua beban tersebut nantinya akan digabungkan dalam perhitungan beban lajur pada jembatan. Nilai BTR terdiri dari intensitas beban q kPa yang dipengaruhi oleh panjang bentang jembatan yang akan dibuat. Berikut ini merupakan penentuan besaran nilai q untuk BGT dan sebaran beban lajur ditunjukkan pada Gambar 3.3.

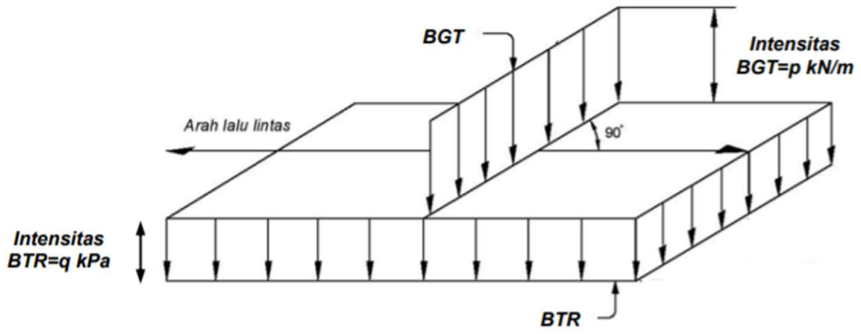
   Jika L ≤ 30 m, maka q = 9,0 kPa (3.1)

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

   Dimana:

   q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan dalam satuan kPa;

   L = Panjang total bentang jembatan yang dibebani dalam satuan meter.



Gambar 3.3 Beban Lajur "D"

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Sedangkan untuk nilai BGT terdiri atas intensitas *p* sebesar 49,0 kN/m dikali dengan lebar jalur pada jembatan. BGT tersebut disimpan pada bagian tengah bentangan jembatan. Selain itu juga pada beban lajur "D" terdapat faktor beban yang digunakan sebagaimana pada Tabel 3.5 berikut ini.

Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur"D"

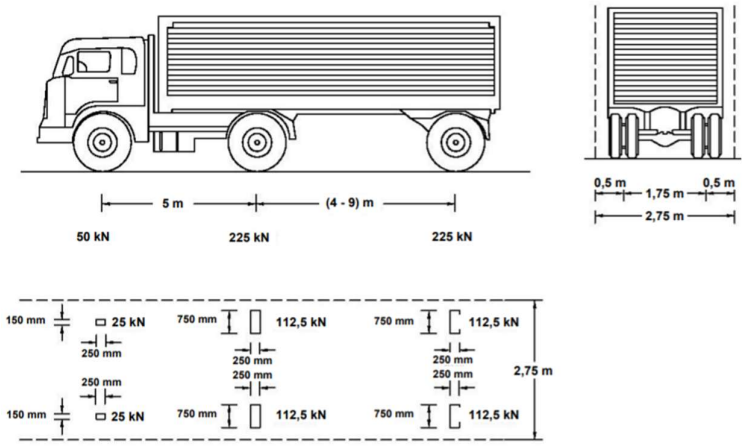
Tipe Beban	**Jembatan**	**Faktor Beban (γ_{TD})**	
		Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{TD})	**Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{TD})**
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Truk (*TT*)

   Beban truk "T" merupakan beban yang digunakan untuk perhitungan struktur lantai jembatan. Beban truk "T" ini terdiri dari kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar tertentu dengan berat total 500 kN. Berat dari tiap gandar tersebut nantinya akan disebarkan menjadi 2 beban merata yang sama besarnya. Jarak antara kedua gandar tersebut dapat diubah dari 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar pada arah memanjang

jembatan. Beban truk “T” ini nantinya akan disimpan pada bagian tengah lajur lalu lintas. Untuk jembatan yang sangat panjang, beban truk “T” ini dapat ditempatkan lebih dari dari satu tempat pada satu lajur lalu lintas. Sebaran beban truk dapat dilihat pada Gambar 3.4 dan faktor beban truk ditunjukkan pada Tabel 3.6 berikut ini.



Gambar 3.4 Pembebanan truk “T”

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Tabel 3.6 Faktor Beban Truk “T”

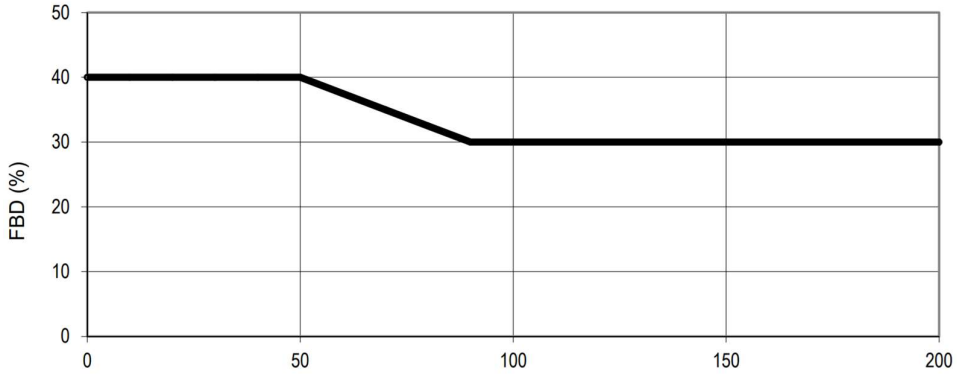
Jembatan	Faktor Beban	
	$K^{S}TD$	$K^{U}TD$
Beton	1,0	1,8
Box Girder Baja	1,0	2,0

Sumber: SNI 1725 (2016)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dengan frekuensi dasar dari suspense kendaraan yang biasanya memiliki nilai diantara 2 Hz sampai 5 Hz. FBD ini nantinya akan dinyatakan sebagai beban ekuivalen statis. Untuk beban truk “T”, FBD diambil 30% dari beban truk “T” tersebut. Kemudian untuk

beban lajur “D”, FBD diambil menurut bentangan dari jembatan yang akan dibuat. Berikut merupakan grafik yang digunakan untuk menentukan FBD pada beban lajur “D” yang ditampilkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725, 2016)

4. Beban Rem (*TB*)

   Gaya rem ditempatkan di semua lajur lalu lintas sesuai dengan arahnya. Gaya tersebut diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan. Nilai gaya rem diambil yang terbesar diantara kedua kondisi berikut ini.

   a. 25% dari berat gandar truk desain atau,
   b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

5. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

   Beban pejalan kaki merupakan beban yang terjadi pada komponen trotoar jembatan yang memiliki lebar lebih dari 600 mm. Trotoar tersebut direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki sebesar 5 kPa yang dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada lajur lalu lintasnya.

3.7.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban aksi lingkungan merupakan beban yang terjadi akibat adanya pengaruh dari sifat sifat alam yang terjadi. Pada penelitian ini, beban aksi lingkungan yang

digunakan yaitu beban angin. Berikut ini merupakan penjelasan dari beban aksi lingkungan yang digunakan.

1. Beban angin horizontal

   Untuk jembatan atau bagian jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi dai 10000 mm di atas permukaan tanah atau air, maka kecepatan angin rencana harus dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$V_{DZ} = 2{,}5\ Vo \left(\frac{V10}{VB}\right) ln\left(\frac{Z}{Zo}\right) \tag{3.3}$$

   Dimana:

   V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana Z (km/jam);

   Vo = Kecepatan gesekan angin (km/jam);

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

   VB = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm;

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

   Zo = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

   Nilai *V10* dapat diperoleh dari grafik kecepatan angin untuk berbagai periode ulang, survei angin di lokasi jembatan, atau dengan mengasumsikan bahwa $V10 = VB$. Untuk nilai V_0 dan Z_0 yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini.

Tabel 3.7 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban angin pada struktur (*EWs*)

Beban angin pada struktur dapat dicari menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2 \quad (3.5)$$

Dimana:

P_B = Tekanan angin dasar (MPa).

Tabel 3. 8 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)

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3. Gaya angin pada kendaraan (*EWl*)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus

dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.9 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 3.9 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut (º)	Komponen Tegak Lurus (MPa)	Komponen Sejajar (MPa)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

Sumber: SNI 1725 (2016)

4. Tekanan angin vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang merepresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar 9.6×10-4 MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan 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 memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal.

3.8 Pembebanan Gempa pada Jembatan Menurut SNI 2833-2016

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 5.1, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh akan tetapi dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

1. Beban gempa

   Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang didapatkan dari hasil perkalian antara koefisien respon elastik dengan berat struktur ekivalen yang dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon. Koefisien respon elastik dapat diperoleh dari peta peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Berikut ini merupakan persamaan yang digunakan dalam mendapatkan gaya gempa.

$$EQ = \frac{Csm}{R}\ x\ Wt \tag{3.6}$$

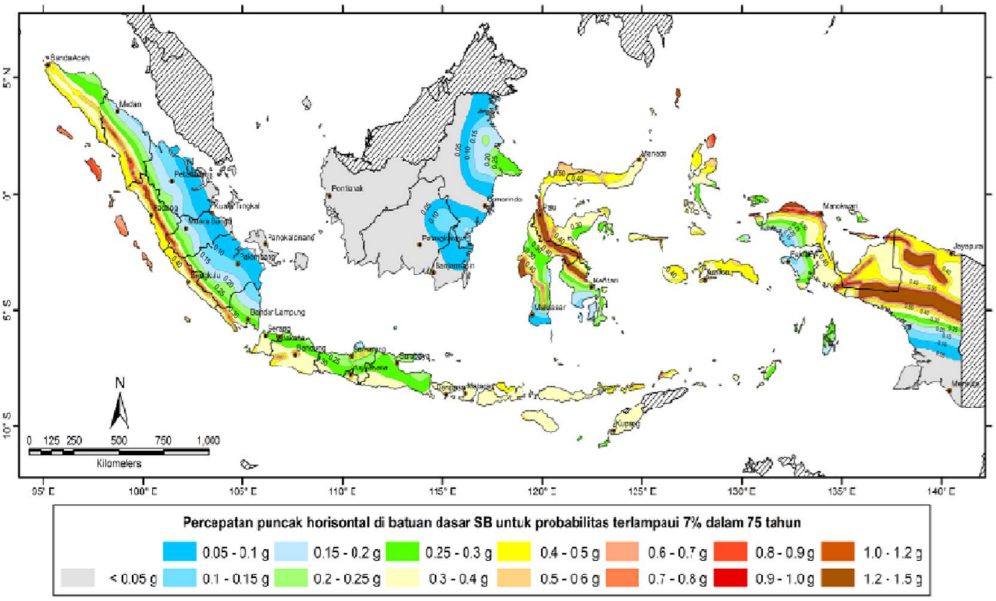
   Dimana:

   E_Q = Gaya gempa horizontal statis (kN);

   Csm = Koefisien respons elastik;

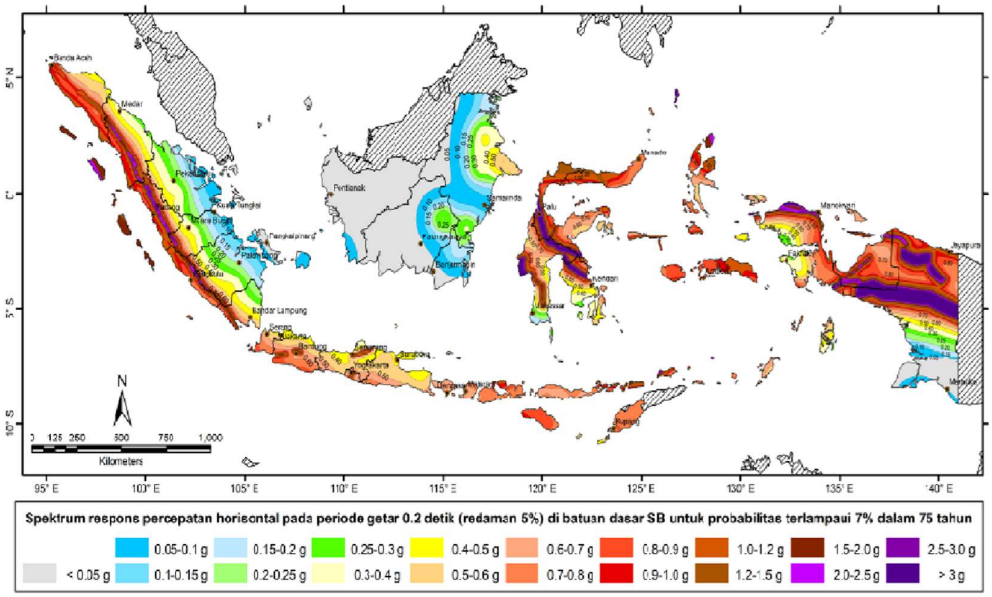
   R = Faktor modifikasi respons;

   Wt = Berat total struktur (kN).



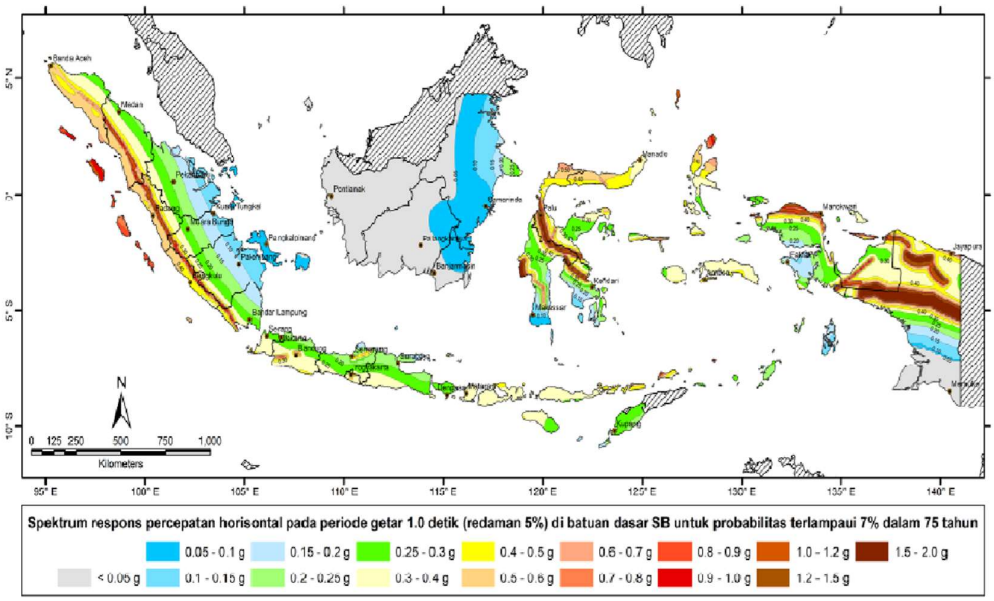
Gambar 3.6 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3.7 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3.8 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

(Sumber: SNI 2833, 2016)

2. Faktor situs

Dalam penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi untuk *PGA*, periode pendek, dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi tersebut meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (Fa), dan faktor amplifikasi periode 1 detik. Faktor amplifikasi pada setiap klasifikasi jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 berikut ini.

Tabel 3.10 Faktor amplifikasi untuk *PGA* dan 0,2 detik (*FPGA*/*Fa*)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1 Ss ≤ 0,25	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA= 0,3 Ss = 0,75	PGA = 0,4 Ss = 1	PGA > 0,5 Ss > 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Sumber: SNI 2833 (2016)

Tabel 3.11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

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)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber: SNI 2833 (2016)

3. Respons spektra rencana

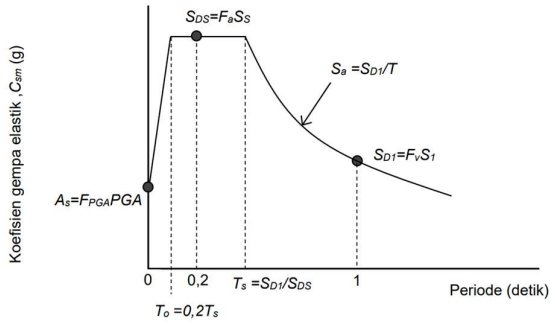
Respons spektra merupakan nilai yang menggambarkan respons maksimum berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami teredam akibat goyangan tanah. Respons spektra di permukaan tanah ditentukan oleh tiga nilai percepatan puncak yaitu *PGA*, *Ss*, dan S_1 serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA}, *Fa*, dan *Fv* yang kemudian dirumuskan sebagaimana berikut ini.

$$As = F_{PGA} \text{ x } PGA \quad (3.7)$$

$$S_{DS} = Fa \text{ x } Ss \quad (3.8)$$

$$S_{D1} = Fv \text{ x } S_1 \quad (3.9)$$

Dari rumus tersebut didapakan grafik respons spektra seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.9 berikut ini.



Gambar 3.9 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

(Sumber: SNI 2833, 2016)

4. Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons. Apabila dalam perencanaannya digunakan analisis dinamik riwayat waktu, maka faktor modifikasi respons tersebut diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. Nilai faktor modifikasi respons ditunjukkan pada Tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3. 12 Faktor Modifikasi Respons untuk Bangunan Bawah

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

Sumber: SNI 2833 (2016)

3.9 Konsep Perencanaan LRFD/DFBK

Terdapat dua buah filosofi yang sering digunakan dalam perencanaan struktur baja. Yang pertama perencanaan berdasarkan tegangan kerja dengan metode *Allowable Stress Design* (*ASD*) atau Desain kekuatan Izin (DKI). Yang kedua perencanaan berdasarkan perencanaan kondisi batas dengan metode *Load and Resistance Factor Design* (*LRFD*) atau Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK). Menurut Setiawan (2002), Metode ASD dalam perencanaan struktur baja telah digunakan dalam kurun waktu kurang lebih 100 tahun. Akan tetapi dalam 20 tahun terakhir prinsip perencanaan struktur baja mulai beralih le konsep LRFD yang jauh lebih rasional dengan berdasarkan konsep probabilitas. Dalam metode LRFD tidak diperlukan Analisa probabilitas secara penuh, kecuali untuk situasi-situasi tidak umum yang tidak diatur dalam peraturan.

Secara umum, struktur baja dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut ini.

$$\phi Rn \geq \sum \gamma i.Qi \tag{3.10}$$

Dimana bagian kiri dari persamaan tersebut merepresentasikan tahanan atau kekuatan dari sebuah struktur dan bagian kanan menyatakan beban yang harus dipikul oleh struktur. Jika tahanan nominal (Rn) dikalikan dengan suatu faktor tahanan (ϕ), maka akan diperoleh tahanan rencana. Kemudian pada bagian kanan persamaan berbagai macam beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor beban (γi) untuk mendapatkan jumlah beban terfaktor.

3.10 Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor tahanan kekuatan atau faktor reduksi kekuatan dalam perencanaan jembatan berdasarkan metode LRFD ditentukan dalam RSNI T-03 2005 untuk struktur baja dan RSNI T-12 2004 untuk struktur beton. Nilai faktor tersebut tujunjukkan pada Tabel 3.13 dan Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3. 13 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Baja

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,90
b. Geser	0,90
c. Aksial tekan	0,85
d. Aksial tarik	
1. terhadap kuat tarik leleh	0,9
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul dengan penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul dengan penetrasi sebagian	0,75

Sumber: RSNI T-03 (2005)

Tabel 3. 14 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Beton

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,80
b. Geser dan Torsi	0,70
c. Aksial tekan	
1. Tulangan spiral	0,70
2. Tulangan sengkang biasa	0,65
d. Tumpuan beton	0,70

Sumber: RSNI T-12 (2004)

3.11 Kombinasi Pembebanan

Terdapat kombinasi pembebanan pada perancangan struktur jembatan di SNI 1725-2016 untuk mengetahui gaya total terfaktor yang bekerja pada jembatan. Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan.

Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.

Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.

Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup terkurangi dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal

Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada goronggorong baja, pelat pelapis

terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.

Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Dari semua jenis kombinasi pembebanan yang ada diambil nilai yang menghasilkan nilai terbesar atau kondisi ekstrim maksimum dan minimum. Nantinya nilai tersebut akan digunakan dalam perencanaan desain jembatan yang akan dibuat. Faktor-faktor dalam penentuan nilai kombinasi pembebanan jembatan yang akan dilakukan lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3.15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EW_L	BF	EUn	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	1,4	-	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
Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725 (2016)

Dimana:

MS = Beban mati pada komponen struktural dan non-struktural jembatan

MA = Beban mati tambahan berupa perkerasan dan utilitas

TA = Gaya horizontal tekanan tanah

PR = Gaya dari prategang

PL = Gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan

SH = Gaya yang diakibat oleh susut/rangkak

TT = Beban truk "T"

TD = Beban lajur "D"

TB = Gaya akibat rem

TR = Gaya sentrifugal

TP = Beban pejalan kaki

EU = Beban arus dan hanyutan

EWs = Beban angin pada struktur

EW_L = Beban angin pada kendaraan

BF = Gaya friksi

EUn = Gaya akibat temperatur seragam

TG = Beban gradien temperatur

ES = Beban akibat penurunan

EQ = Gaya gempa horizontal statis

TC = Gaya akibat tumbukan kendaraan

TV = Gaya akibat tumbukan kapal

Selain kombinasi tersebut, terdapat kombinasi lain yang diakibatkan oleh pengaruh gaya gempa. Menurut SNI 2833:2016, gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga memiliki dua buah tinjauan sebagaimana berikut ini.

- 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.

Sehubungan hal tersebut, maka variasi kombinasi beban gempa dicari sebagaimana berikut ini.

1. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQx \pm 0{,}3\ EQy$
2. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQy \pm 0{,}3\ EQx$

dimana:

DL = Beban mati (kN)

γ_{EQ} = Faktor beban hidup kondisi gempa

$\gamma_{EQ} = 0{,}5$ (jembatan sangat penting)

$\gamma_{EQ} = 0{,}3$ (jembatan penting)

$\gamma_{EQ} = 0$ (jembatan lainnya)

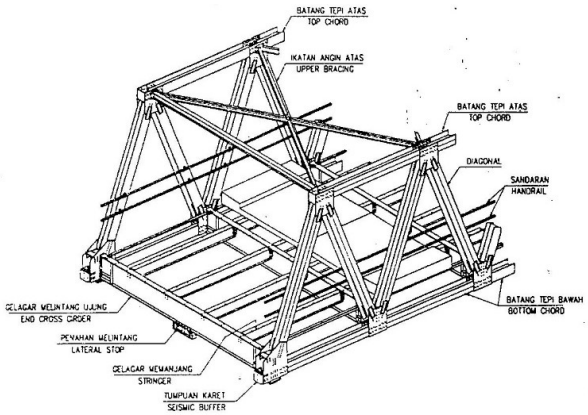
LL = Beban hidup (kN)

EQx = Beban gempa arah X

EQy = Beban gempa arah Y

3.12 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan struktur yang menerima langsung beban dari lalu lintas. Struktur atas pada jembatan rangka terdiri dari lantai lalu lintas dan struktur rangka. Alur beban yang terjadi pada struktur rangka atas yaitu beban dari kendaraan disalurkan melalui lantai lalu lintas. Kemudian dari lantai lalu lintas disalurkan ke struktur rangka melalui gelagar memanjang dan melintang. Lalu dari struktur rangka diteruskan menuju tumpuan dan *abutment* pada masing-masing ujungnya. Agar lebih jelas mengenai bagian-bagian pada jembatan rangka baja, maka hal tersebut akan ditunjukan pada Gambar 3.10 sebagaimana berikut ini.



Gambar 3.10 Bagian Struktur Atas Jembatan Rangka Baja

(Sumber: Chen Wai-Fah dan Lian Duan, 2000)

Dalam perencanaan struktur atas jembatan, jembatan harus mampu menahan beban yang bekerja diantaranya sebagaimana berikut ini.

1. Beban mati sendiri
2. Beban mati tambahan
3. Beban lalu lintas
4. Beban pejalan kaki
5. Beban rem
6. Beban angin struktur
7. Beban angin kendaraan
8. Beban gempa

Dari berbagai beban tersebut, terdapat beberapa hal yang perlu direncanakan dalam pembuatan struktur atas jembatan tersebut diantaranya sebagaimana berikut ini.

3.12.1 Lantai Kendaraan

Lantai kendaraan pada jembatan digunakan sebagai tempat berlalu-lalang kendaraan yang melintasi jembatan. Lantai kendaraan harus dirancang sedemikian rupa agar mampu menahan beban di atasnya. Pelat lantai kendaraan yang digunakan yaitu pelat satu arah yang mana beban hanya akan disalurkan pada masing masing tumpuan pada bentang terpendek pelat tersebut. Pelat lantai kendaraan tersebut

nantinya akan menumpu pada gelagar memanjang jembatan. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan lantai kendaraan.

1. Tebal Pelat Lantai Kendaraan

   Menurut RSNI T-12 2004 Pasal 5.5.2, pelat lantai kendaraan harus memenuhi tebal minimum sebagaimana berikut ini.

$$ts \geq 200 \text{ mm} \tag{3.11}$$

$$ts \geq (100+ 40\ l) \text{ mm} \tag{3.12}$$

   Dimana:

   ts = Tebal Pelat Lantai Kendaraan (mm);

   l = Panjang bentang pelat dari as ke as tumpuan (mm).

2. Perhitungan Tulangan

   a. Menentukan momen ultimit rencana

$$Mu = K.M_{MS} + K.M_{MA} + K.M_{TT} + K.M_{TP} \tag{3.13}$$

   Dimana:

   Mu = Momen ultimit (kNm);

   K = Faktor beban ultimit;

   M_{MS} = Momen akibat berat sendiri (kNm);

   M_{MA} = Momen akibat beban mati tambahan (kNm);

   M_{TT} = Momen akibat beban truk (kNm);

   M_{TP} = Momen akibat beban pejalan kaki (kNm).

   b. Menentukan momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} \tag{3.14}$$

   Dimana:

   Mn = Momen nominal (kNm);

φ = Faktor reduksi lentur pada beton sebesar 0,8.

c. Menentukan rasio tulangan

Dalam menentukan rasio tulangan, setidaknya harus memenuhi syarat sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maksimum} \quad (3.15)$$

1) Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.16)$$

2) Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \,.\, \beta 1 \,.\, fc'}{fy} \; x \; \frac{600}{600 + fy} \quad (3.17)$$

$$\rho_{maksimum} = 0,75 \; \rho_{balance} \quad (3.18)$$

3) Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \; x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{Fy}}\right) \quad (3.19)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \; F'c} \quad (3.20)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d} \quad (3.21)$$

d. Menentukan luas tulangan pokok

$$As_{perlu} = \rho.b.d \quad (3.22)$$

e. Menentukan jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A.d.b}{Asperlu} \quad (3.23)$$

3.12.2 Komponen Balok Komposit

Balok komposit digunakan dalam perencanaan gelagar memanjang jembatan. Pada bagian tersebut terdapat pelat lantai di atasnya dan perlu dihubungkan menjadi struktur komposit agar menjadi satu kesatuan struktur. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan balok komposit pada gelagar memanjang jembatan.

1. Penentuan lebar efektif

   Lebar efektif pelat pada balok komposit ditentukan sebagaimana berikut ini.

   a. Untuk balok interior diambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut ini

      $b_E \leq L/4$ (3.24)

      $b_E \leq b_0$ (3.25)

   b. Untuk balok eksterior diambil dilai terkecil dari dua persamaan berikut ini.

      $b_E \leq L/8$ + jarak tepi (3.26)

      $b_E \leq b_0/2$ + jarak tepi (3.27)

      dimana:

      b_E = Lebar efektif balok

      L = Panjang pelat lantai

      b_0 = Jarak antar gelagar balok

2. Penentuan jenis profil

   Untuk menghitung momen lentur nominal (*Mn*) balok komposit pada gelagar memanjang, perlu menentukan jenis profil terlebih dahulu. Terdapat dua kondisi jenis profil seperti yang akan dijelaskan berikut ini

   a. Apabila $h/tw \leq 3{,}76\sqrt{E/Fy}$, maka profil dalam keadaan kompak sehingga momen nominal (*Mn*) ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang plastis untuk keadaan batas leleh. Kekuatan nominal harus dihitung dengan asumsi bahwa komponen baja telah mencapai tegangan leleh (*Fy*) serta komponen beton telah mencapai tegangan sebesar 0,85*fc'*.

   b. Apabila $h/tw > 3{,}76\sqrt{E/Fy}$, maka profil dalam keadaan tidak kompak sehingga momen nominal (*Mn*) harus ditentukan dari superposisi

tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh pada baja atau hancurnya beton.

3. Menentukan posisi sumbu netral plastis

   Dalam menentukan garis sumbu netral plastis, terdapat dua kondisi yang bisa terjadi sebagaimana berikut ini.

   a. Apabila $T \leq C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada pelat beton
   b. Apabila $T > C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada balok baja yaitu pada sayap atau badan.

   keterangan:

   C = 0,85 x fc' x Ac (3.28)

   T = Fy x As (3.29)

   dimana:

   C = Resultan gaya tekan maksimum

   T = Resultan gaya tarik maksimum

   Fc' = Kuat tekan beton

   Fy = Kuat leleh baja

   Ac = Luas penampang tekan

   As = Luas penampag tarik

4. Menentukan momen nominal

   Momen nominal pada balok komposit tergantung dengan posisi garis netral pada balok tersebut sebagaimana dijelaskan berikut ini

   a. Kondisi $T \leq C$

      $Mn = T \; x \; d1$ (3.30)

      dimana:

      Mn = Momen nominal balok komposit

      T = Resultan gaya tarik maksimum

      $d1$ = Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja

   b. Kondisi $T > C$

      $Mn = C \; x \; d1$ (3.31)

      dimana:

      Mn = Momen nominal balok komposit

C = Resultan gaya tekan maksimum

$d1$ = Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja

5. Penghubung Geser

Adanya perbedaan material antara pelat lantai jembatan dengan gelagar memanjang dan gelagar melintang dapat mengakibatkan adanya pergeseran. Oleh karena itu, komponen tersebut perlu disatukan agar menjadi suatu struktur yang komposit. Salah satu cara yang dilakukan agar struktur tersebut menjadi komposit yaitu dengan menambahkan penghubung geser atau *shear connector*. Berikut ini merupakan beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan penghubung geser.

a. Menentukan diameter stud

ukuran diameter stud setidaknya memenuhi batas ukuran sebagaimana berikut ini.

$d_{sa} < 2{,}5\ tf$ (3.32)

dimana:

d_{sa} = diameter stud;

tf = tebal pelat sayap profil baja.

b. Menentukan kuat geser nominal satu stud

Kuat geser nominal satu stud diambil nilai terkecil dari kedua persamaan berikut ini

$Qn1 = 0{,}5 \text{ x } A_{sa} \text{ x } \sqrt{fc' \ x \ Ec}$ (3.33)

$Qn2 = Rg \text{ x } Rp \text{ x } A_{sa} \text{ x } Fu$ (3.34)

Dimana:

Qn = Kuat geser nominal stud;

Asa = Luas penampang stud;

fc' = Kuat tekan beton;

Ec = Modulus elastisitas beton;

Fu = kekuatan tarik minimum stud;

Rg = Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja;

Rp = Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja.

Nilai *Rg* dan *Rp* ditentukan sebagaimana Tabel 3.13 berikut ini.

Tabel 3.16 Parameter Pengaruh Pelat Beton Komposit Dengan Dek Baja

Kondisi	Rg	Rp
Tanpa dek	1,0	0,75
Dek diorientasikan paralel terhadap profil baja		
$\frac{wr}{hr} \geq 1{,}5$	1,0	0,75
$\frac{wr}{hr} < 1{,}5$	0,85	0,75
Dek diorientaskan tegak lurus terhadap profil baja Jumlah angkur baja stad berkepala yang memiliki rusuk dek yang sama		
1	1,0	0,6
2	0,85	0,6
3 atau lebih	0,7	0,6
hr = tinggi rusuk nominal wr = lebar rata-rata rusuk atau hauns beton		

Sumber: SNI 1729 (2020)

c. Menentukan jumlah stud

Untuk menentukan jumlah stud yang dibutuhkan, dapat menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

$n = V'/Qn$ (3.35)

dimana:

V' = Gaya geser nominal;

Qn = Kuat geser nominal stud.

d. Pemasangan stud

Berikut ini merupakan ketentuan pemasangan stud pada gelagar baja.

1) jarak minimal antar stud secara memanjang

$S_1 = 6 \times d_{sa}$ (3.36)

2) jarak minimal antar stud secara melintang

$S_2 = 4 \text{ x } d_{sa}$ (3.37)

3) jarak maksimal antar stud

$S_{maks} = 3 \text{ x } ts$ (3.38)

dimana:

S_1 = Jarak minimal antar stud secara memanjang;

S_2 = Jarak minimal antar stud secara melintang;

S_{maks} = Jarak maksimal antar stud;

d_{sa} = Diameter stud;

ts = Tebal pelat lantai.

3.12.3 Komponen Batang Lentur

Struktur lentur pada jembatan dapat terjadi pada gelajar melintang. Pada bagian tersebut, baja diasumsikan sebagai struktur lentur yang menerima beban langsung dari pelat lantai dan kendaraan yang lewat di atasnya. Berikut ini hal yang perlu diperhatikan saat merencanakan komponen struktur lentur.

1. Kondisi umum

   Perhitungan mengenai tegangan akibat momen lentur dapat digunakan dalam kondisi umum. Tegangan lentur pada penampang profil yang memiliki satu sumbu simetri serta dibebani pada pusat gesernya dapat dihitung dengan menjumlahkan perilaku tegangan pada setiap sumbunya. berikut ini merupakan persamaan yang bisa digunakan dalam menghitung tegangan lentur.

$$f = \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} \quad (3.39)$$

$$Sx = \frac{Ix}{Cy} \quad (3.40)$$

$$Sy = \frac{Iy}{Cx} \quad (3.41)$$

Dimana:

f = Tegangan lentur (MPa);

Mx = Momen lentur arah x (Nmm);

My = Momen lentur arah y (Nmm);

Sx = Modulus penampang arah x (mm3);

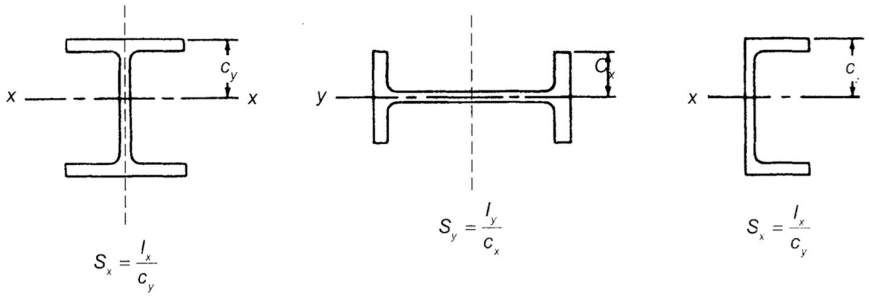
Sy = Modulus penampang arah y (mm3);

Ix = Momen inersia arah x (mm4);

Iy = Momen inersia arah y (mm4);

Cx = Jarak dari titik berat ke tepi serat arah x (mm);

Cy = Jarak dari titik berat ke tepi serat arah y (mm).



Gambar 3. 11 Modulus Penampang Berbagai Tipe Profil Simetri

(Sumber: SNI 1729, 2020)

Dalam melakukan perencanaan struktur lentur, kekuatan lentur yang diizikan harus memenuhi persamaan sebagaimana berikut ini.

$$M_u \leq \phi M_n \tag{3.42}$$

Dimana:

ϕ = Faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9;

M_u = Momen terfaktor komponen lentur;

M_n = Momen nominal komponen lentur.

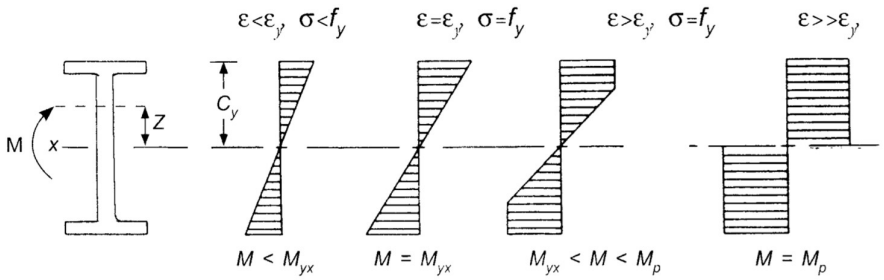
2. Pelelehan

Pada daerah beban layan, penampang baja masih dalam kondisi elastik, Kondisi elastik tersebut berlangsung hingga tegangan pada serat terluar mencapai kuat lelehnya. Setelah mencapai regangan leleh, regangan akan terus naik tanpa diikuti oleh kenaikan tegangan. Ketika kuat leleh tercapai pada serat terluar, tahanan momen nominal sama degan momen leleh. Kemudian saat semua serat dalam penampang telah melampaui regangan lelehnya, kondisi tersebut dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal pada kondisi tersebut dinamakan momen plastis. Berikut ini persamaan yang digunakan untuk mendapatkan nilai momen plastis.

$$Mn = Mp = fy \, . \, Z \tag{3.43}$$

Dimana:

Mn = Momen nominal (Nmm);
Mp = Momen plastis (Nmm);
fy = Tegangan leleh minimum baja (MPa);
Z = Modulus penampang plastis (mm3).



Gambar 3. 12 Distribusi Tegangan pada Level Beban Berbeda

Sumber: SNI 1729 (2020)

3. Tekuk torsi-lateral

Tekuk torsi lateral merupakan suatu gejala terjadinya perpindahan (*displacement*) ke arah samping akibat adanya momen lentur. Pada bagian *flens* baja yang terjadi tegangan tekan, baja akan berperilaku sebagai batang

tekan sehingga terdapat kemungkinan untuk terjadinya tekuk. Karena tekuk di arah sumbu lemah *flens* terhalang oleh web, maka tekuk terjadi di arah sumbu kuat *flens* yaitu kearah luar bidang balok. Sebagai akibat balok mengalami perpindahan keluar bidang balok dengan disertai puntir. Tekuk torsi lateral dipengaruhi oleh panjang balok dan panjang sokongan lateral. Sehingga apabila balok semakin panjang, maka momen kritisnya akan semakin kecil. Berikut ini merupakan persyaratan pada tekuk torsi lateral.

a. Apabila $L < Lp$, maka keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak digunakan
b. Apabila $Lp < L < Lr$, maka momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - 0{,}7 \,.\, Fy \,.\, Sx)\left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right)\right] \leq Mp \tag{3.44}$$

c. Apabila $L > Lr$, maka momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$Mn = Fcr \,.\, Sx \leq Mp \tag{3.45}$$

$$F_{cr} = \frac{Cb\pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2}\sqrt{1 + 0{,}078\,\frac{Jc}{Sx \,.\, Ho}\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \tag{3.46}$$

$r^2_{ts} = \frac{\sqrt{Iy \,.\, Cw}}{Sx}$, untuk profil I simetris ganda c = 1 (3.47)

d. Pembatasan panjang *Lp* dan *Lr* ditentukan sebagaimana berikut ini.

$$Lp = 1{,}76 \,.\, ry\,\sqrt{\frac{E}{Fy}} \tag{3.47}$$

$$Lr = 1{,}95 \,.\, rts\,\frac{E}{0{,}7\,.Fy}\sqrt{\frac{Jc}{Sx \,.\, Ho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx \,.\, Ho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7\,Fy}{E}\right)^2}} \tag{3.49}$$

3.12.4 Komponen Batang Tarik

Struktur tarik pada jembatan dapat terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin. Pada rangka utama jembatan, struktur baja harus mampu menahan seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan baik berupa beban sendiri maupun beban tambahan. Kemudian ikatan angin terdapat di bagian atas dan bawah rangka utama jembatan untuk menahan gaya lateral yang diakibatkan oleh angin. Dalam menentukan tahanan nominal suatu batang tarik, harus diperiksa terhadap tiga macam kondisi keruntuhan yang menentukan yaitu leleh dari luas penampang kotor, fraktur dari luas penampang efektif pada daerah sambungan, dan geser blok pada sambungan (Setiawan 2002).

1. Persyaratan kuat tarik rencana

   komponen struktur yang menerima gaya aksial terfaktor (P_u) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$P_u \leq \varphi P_n \tag{3.50}$$

   Dimana P_n merupakan kuat tarik nominal yang besarnya diambil nilai terkecil dari beberapa persamaan berikut ini.

   a. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelehan penampang bruto

$$Pn = A_g \; x \; f_y \tag{3.51}$$

   b. Kuat tarik nominal bersarkan fraktur penampang efektif

$$P_n = A_e x f_u \tag{3.52}$$

   dimana:

   Ag = luas penampang bruto yang dinyatakan dalam satuan milimeter persegi (mm2);

   Ae = luas penampang efektif terhadap gaya tarik yang dinyatakan dalam satuan milimeter persegi (mm2);

Fy = Tegangan leleh baja yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa);

Fu = Tegangan tarik putus baja yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa).

Nilai ϕ yang digunakan yaitu 0,9 untuk persamaan kuat tarik nominal yang berdasarkan kelelehan pada penampang bruto. Sedangkan pada persamaan kuat tarik akibat fraktur nilai ϕ yang digunakan yaitu 0,75.

2. Luas penampang efektif

Luas penampang efektif merupakan luasan yang digunakan dalam komponen struktur dengan ketentuan sebagaimana persamaan berikut ini.

$$A_e = Ant \, . U \tag{3.53}$$

Dimana:

Ant = luas penampang bersih yang dinyatakan dalam satuan milimeter persegi (mm2);

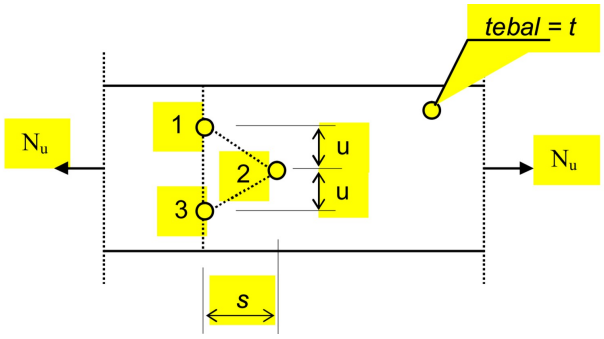
U = Nilai faktor reduksi *shearlag*

3. Luasan akibat sambungan baut

Apabila terdapat sambungan baut pada suatu komponen struktur batang tarik, maka luasan penampang yang digunakan yaitu sebagaimana persamaan berikut ini.

$$A = A_{nt} \tag{3.54}$$

Dimana nilai luasan tersebut diambil nilai terkecil diantara potongan 1-3 dan potongan 1-2-3 sebagaimana pada gambar berikut ini.



Gambar 3.13 Gaya Tarik yang Terjadi pada Lubang Sambungan Baut

(Sumber: RSNI T-3, 2005)

Potongan 1-3:

$$A_{nt} = A_g - n.d.t \tag{3.55}$$

Potongan 1-2-3:

$$A_{nt} = A_g - ndt + \sum \frac{s^2 t}{4u} \tag{3.56}$$

Dimana:

A_g = luas penampang bruto yang dinyatakan dalam satuan milimeter persegi (mm^2);

t = Tebal penampang yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

d = Diameter lubang baut yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

n = Jumlah lubang baut dalam satu garis potongan;

s = Jarak antara titik sumbu dua lubang yang bersebelahan pada arah sejajar sumbu komponen struktur yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

u = Jarak antara titik sumbu dua lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm).

3.12.5 Komponen Batang Tekan

Struktur tekan pada jembatan dapat terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin. Pada rangka utama jembatan, struktur baja harus mampu menahan seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan baik berupa beban sendiri maupun beban tambahan. Kemudian ikatan angin terdapat di bagian atas dan bawah rangka utama jembatan untuk menahan gaya lateral yang diakibatkan oleh angin.

1. Perencanaan akibat gaya tekan

   Komponen struktur yang menerima gaya tekan terfaktor (P_u) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

   $$P_u \leq \phi_n P_n \tag{3.57}$$

   Dimana:

   ϕ_n = Faktor reduksi kekuatan gaya aksial tekan untuk keadaan batas ultimit sebesar 0,85;

   P_u = Kuat tekan terfaktor komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa);

   P_n = Kuat tekan nominal komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa).

2. Kelangsingan elemen penampang baja

   Profil baja yang akan digunakan dalam perencanaan perlu diketahui perbandingan kelangsingan penampangnya. Perbandingan kelangsingan tersebut nantinya berpengaruh terhadap perilaku keruntuhan yang terjadi pada batang tekan saat menerima beban maksimumnya. Perbandingan maksimum lebar dan tebal untuk elemen tertekan pada baja ditunjukkan pada Tabel 3.XX berikut ini.

Tabel 3. 17 Perbandingan Maksimum Lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λp (kompak)	λr (tak-kompak)
Elemen tanpa pengaku	Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$
	Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_{yf}}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r)/k_e}}$
	Pelat sayap dari komponenkomponen struktur tersusun dalam tekan	b/t		$\frac{290}{\sqrt{f_y / k_e}}$
	Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t		$\frac{250}{\sqrt{fy}}$
	Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya	b/t		$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
	Pelat badan dari profil T	d/t		$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

Sumber : RSNI T-03 (2005)

3. Kelangsingan komponen struktur tekan

Kelangsingan profil baja pada struktur tekan perlu dibatasi. Hal tersebut dikarenakan baja cenderung lemah dalam menahan gaya tekan dalam panjang tertentu. Semakin panjang komponen struktur tekan, maka kemungkinan keruntuhan akibat tekuk (*buckling*) akan semakin besar. Kelansingan komponen struktur tekan dibatasi menurut persamaan berikut ini.

$$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140 \quad (3.58)$$

4. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

Tekuk lentur dapat terjadi pada seluruh jenis profil baja yang menerima gaya tekan. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur pada komponen struktur tekan dinyatakan dengan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$P_n = (0{,}66^{\lambda c^2}) A_g . f_y \quad \text{untuk } \lambda c \leq 1{,}5 \quad (3.59)$$

$$P_n = \frac{(0{,}88)}{\lambda c^2} A_g f_y \quad \text{untuk } \lambda c \geq 1{,}5 \quad (3.60)$$

$$\lambda c = \frac{Lk}{r\pi}\sqrt{\frac{fy}{E}} \quad (3.61)$$

$$Lk = k_c L \quad (3.62)$$

Dimana:

A_g = Luas penampang bruto yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

F_y = Tegangan leleh baja yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa);

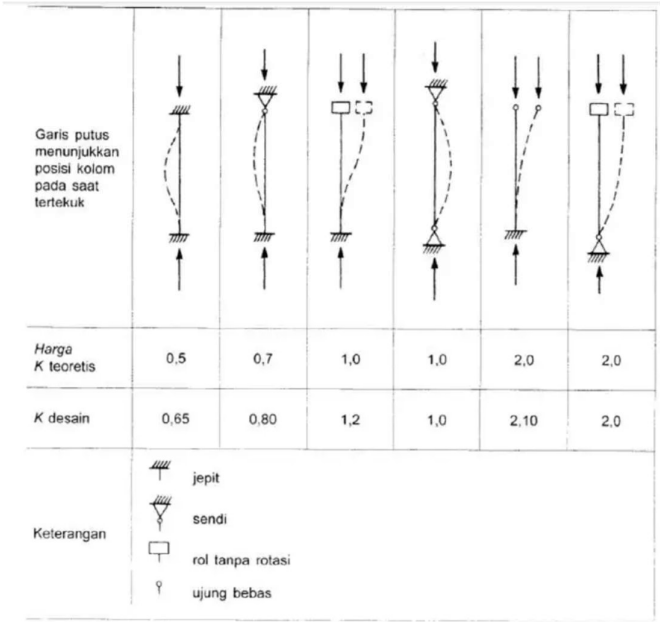
λ_c = Parameter kelangsingan

E = Modulus Elastisitas baja yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa);

L = Panjang batang tekan yang dinyatakan dama milimeter (mm);

r = Radius girasi yang dinyatakan dalam milimeter (mm);

k_c = Faktor panjang tekuk komponen struktur tekan pada jembatan rangka baja,



Gambar 3.14 Faktor Panjang Tekuk

(Sumber: RSNI T-03, 2005)

5. Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi

   Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi hanya dapat terjadi pada komponen struktur tekan yang terdiri satu sumbu simetris saja seperti profil canal, profil T, profil siku ganda, dan siku tunggal.

3.12.6 Sambungan

Perencanaan sambungan digunakan untuk menyambung antara dua atau lebih profil baja yang dirangkai menjadi satu kesatuan struktur yang kuat. Sambungan yang digunakan bisa berupa sambungan baut, las, maupun pin. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan sambungan baut.

1. Pengurangan luas penampang profil

   Dalam menentukan perencanaan sambungan baut, pertama-tama pelu menentukan pengurangan luas penampang profil akibat lubang pengencang. Pada lubang tidak selang-seling, luas yang dikurangi adalah jumlah maksimum luas lubang dalam tiap penampang melintang tegak lurus pada

arah gaya yang direncanakan. Sedangkan apabila lubang dibuat selang-seling, luas yang dikurangi diambil yang terbesar antara pengurangan lubang tidak selang-seling dan pengurangan tiap jarak baris dalam rangkaian lubang dengan persamaan berikut ini.

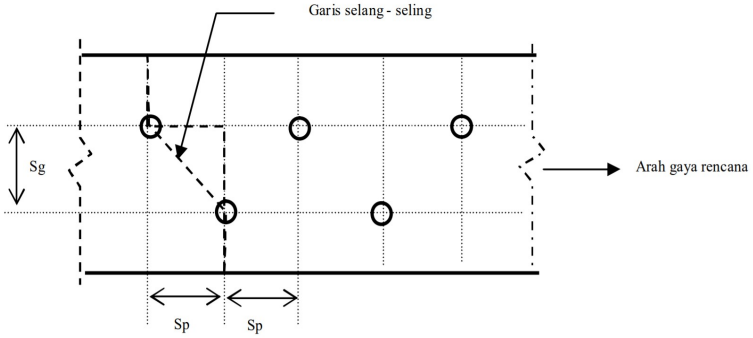
$$\frac{Sp^2 t}{4Sg} \tag{3.63}$$

Dimana:

S_p = Jarak selang-seling yang dinyatakandalam satuan milimeter (mm);

t = Tebal bahan yang dilubangi yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

S_g = Jarak garis baut yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm)



Gambar 3.15 Lubang Selang-Seling

(Sumber: RSNI T-03, 2005)

2. Tipe Baut

Baut memiliki beberapa tipe ukuran yang berada di pasaran. Tipe baut yang ada dapat dibedakan menurut kekuatannya maupun diameter bautnya. Berikut ini merupakan tipe baut menurut ukurannya.

Tabel 3. 18 Tipe Baut Menurut Ukurannya

Diameter Nominal Baut	Luas Baut			Dimensi Lubang	
	A_c (mm)	A_s (mm)	A_0 (mm)	Standar (mm)	Ukuran Lebih (mm)
M16	144	157	201	18	20
M20	225	245	314	22	24
M24	324	353	452	27	30
M30	519	561	706	33	38
M36	759	817	1016	39	44

Sumber: RSNI T-03 (2005)

Dimana:

A_c = Luas inti dari baut;

A_s = Luas yang digunakan untuk menghitung kekuatan tarik;

A_0 = Luas pada bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut.

Tabel 3. 19 Tipe Baut Menurut Kekuatan Nominalnya

Tipe Baut	Kuat Tarik Nominal (MPa)	Kuat Geser Nominal (MPa)
Baut A307	310	186
Baut grup A (A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut grup A (A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	469
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	469
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	0,75 F_u	0,45 F_u
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	0,75 F_u	0,563 F_u

Sumber: RSNI T-03 (2005)

3. Spasi dan jarak tepi minimum

Komponen sambungan baut harus memenuhi persyaratan spasi antar baut sebagai berikut.

$$s \geq 3d \tag{3.64}$$

Dimana:

s = Spasi antar baut dalam satuan milimeter (mm);

d = Diameter baut nominal dalam satuan milimeter (mm).

Selain itu, sambungan baut juga harus memenuhi persyaratan jarak tepi minimum sebagai berikut.

$$st \geq 1{,}25d \tag{3.65}$$

Dimana:

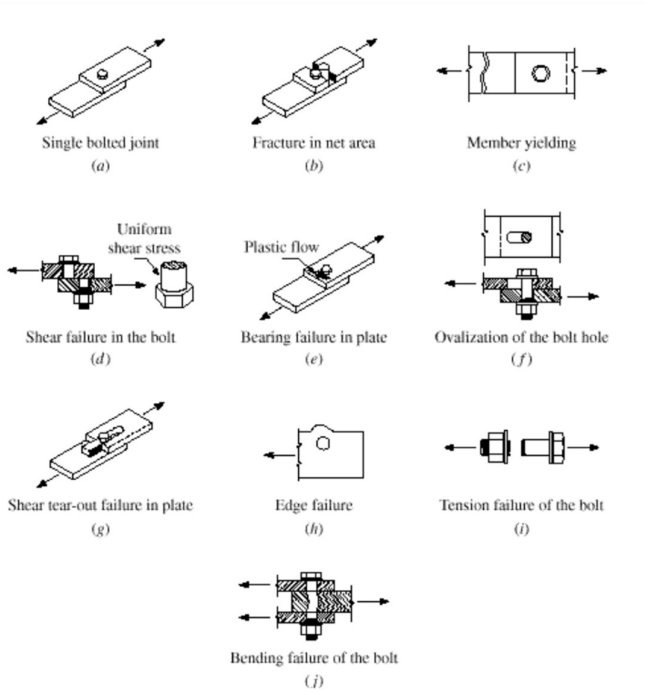
st = Jarak baut ke tepi sambungan dalam satuan milimeter (mm);

d = Diameter baut nominal dalam satuan milimeter (mm).

4. Jenis keruntuhan sambungan baut

Terdapat beberapa kemungkinan yang dapat terjadi apabila sambungan baut melebihi batas kekuatan yang ada. Pola keruntuhan pada sambungan baut disebabkan oleh beberapa hal sebagaimana berikut ini

a. Keruntuhan geser baut
b. Keruntuhan tarik baut
c. Keruntuhan geser tumpu
d. Keruntuhan blok geser
e. Keruntuhan tarik pelat buhul
f. Keruntuhan desak pelat buhul



Gambar 3. 16 Pola Keruntuhan Sambungan Baut

(Sumber : Vinnakota, 2006)

5. Tahanan nominal baut

Komponen baut yang menerima gaya terfaktor (R_u) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$R_u \leq \phi_n R_n \tag{3.66}$$

Dimana:

ϕ_n = Faktor reduksi kekuatan baut sebesar 0,75;

R_u = Kuat terfaktor komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N).

R_n = Kuat nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N).

6. Tahanan geser tumpu

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\varphi Rn = 0{,}75 \; x \; Fnv \; x \; Ab \tag{3.67}$$

Dimana:

φR_n = Kuat geser nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N);

Fnv = Kuat geser baut dalam satuan Mega Pascal (MPa);

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir dalam satuan milimeter persegi (mm2);

7. Tahanan tarik baut

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\varphi Rn = 0{,}75 \; x \; Fnt \; x \; Ab \tag{3.68}$$

Dimana:

φR_n = Kuat geser nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N);

Fnt = Kuat tarik baut dalam satuan Mega Pascal (MPa);

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir dalam satuan milimeter persegi (mm2);

8. Tahanan tumpu baut

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$R_n = 3 \; . \; db \; . \; tp \; . \; Fu \tag{3.69}$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N);

d_b = Diameter baut pada daerah tak berulir dalam satuan milimeter (mm);

t_p = Tebal pelat dalam satuan milimeter (mm);

Fu = Kuat tarik putus dari baut atau pelat dalam satuan Mega Pascal (MPa).

9. Tahanan tumpu pelat buhul

Komponen pelat buhul yang menerima gaya geser akibat baut harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$R_n = 1{,}5 \text{ x } Lct \text{ x } tp \text{ x } Fu \tag{3.70}$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N);

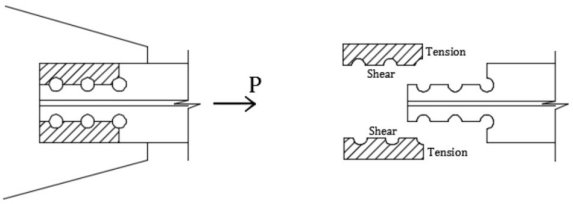
Lct = Jarak bersih antara tepi pelat ke tepi lubang baut atau antar sambungan baut dalam sejajar (mm);

tp = Tebal pelat dalam satuan milimeter (mm);

Fu = Kuat tarik putus dari baut atau pelat dalam satuan Mega Pascal (MPa).

10. Tahanan blok geser

Kompenen sambungan antara pelat buhul dan profil baja yang disambungkan dengan baut dapat mengalami keruntuhan blok geser sepanjang bagian yang dilewati oleh sambungan baut. Berikut ini merupakan pola keruntuhan sambungan akibat blok geser.



Gambar 3. 17 Pola Kegagalan Sambungan Blok Geser

(Sumber : Sandjaya, 2018)

$$Rn = [(0{,}6.Fu.Anv) + (Ubs.Fu.Ant)] \leq [(0{,}6.Fy.Agv) + (Ubs.Fu.Ant)] \quad (3.71)$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut yang dinyatakan dalam satuan Newton (N);

Fu = Kuat tarik putus pelat dalam satuan Mega Pascal (MPa);

Fy = Kuat tarik leleh pelat dalam satuan Mega Pascal (MPa);

Anv = Panjang total bidang yang mengalami gaya geser (mm)

Agv = Panjang total bidang keruntuhan blok geser (mm)

Ant = Panjang total bidang yang mengalami gaya tarik (mm)

Ubs = Faktor bidang tarik

Terdapat lubang = 0,5

Utuh = 1,0

11. Tahanan tarik pelat buhul

Kekuatan tahanan tarik pelat buhul diambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut ini.

a. Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\varphi Rn = 0{,}9 \times Ag \times Fy \quad (3.72)$$

b. Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

$$\varphi Rn = 0{,}75 \times Ae \times Fu \quad (3.73)$$

12. Tahanan tekan pelat buhul

Apabila pelat buhul dipasang untuk menyambungkan kedua elemen yang mengalami desak, maka pelat buhul harus memenuhi kekuatan desak sebagaimana berikut ini.

a. Batas kelangsingan

$KL/r \leq 25$ (3.74)

b. kapasitas desak

φPnt = 0,85 x Fy x Ag x Jumlah pelat buhul (3.75)

3.12.7 Lendutan dan Lawan Lendut (*Camber*)

Lendutan pada jembatan perlu dibatasi agar memberikan kenyamanan dan rasa aman bagi pengendara yang melewatinya. Menurut RSNI T-03 2005, lendutan pada jembatan dibatasi sebesar L/800. Besaran lendutan tersebut didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi Beban Layan I.

Jika terdapat suatu hal yang menyebabkan lendutan melebihi batas yang ada, maka jembatan perlu diberikan *camber* atau lawan lendut. Menurut Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan Bina Marga (2021), nilai *camber* diberikan sebesar 150% dari lendutan hasil kombinasi Beban Layan I dengan arah yang berlawanan dengan lendutan yang terjadi.

3.13 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

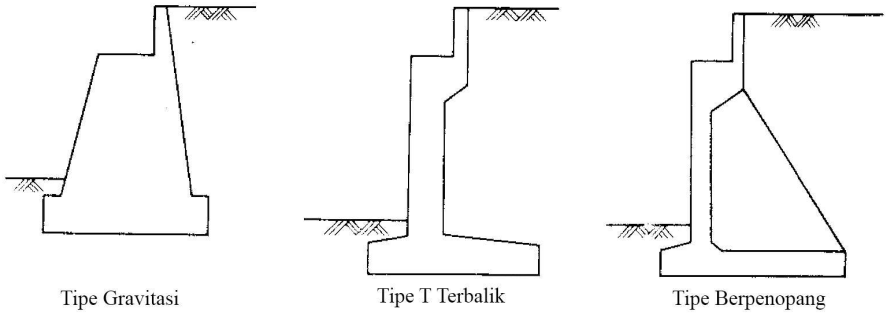
Struktur bawah jembatan merupakan struktur yang meneruskan beban dari dari struktur atas menuju tanah. Komponen struktur bawah yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya yaitu *abutment* dan pondasi.

3.13.1 *Abutment*

Abutment merupakan bagian konstruksi bawah jembatan yang terdapat pada kedua ujung jembatan. *Abutment* berfungsi untuk memikul beban dari jembatan untuk disalurkan ke tanah. Selain itu, *abutment* berfungsi juga untuk menahan gaya akibat timbunan tanah yang digunakan sebagai jalan menuju jembatan atau oprit. Pada beberapa tipe, *abutment* juga dapat digunakan langsung sebagai pondasi dari jembatan itu sendiri.

Terdapat beberapa tipe dan bentuk pada *abutment*. Pemilihan bentuk tersebut didasarkan pada tinggi *abutment*, jenis bangunan atas jembatan, kondisi tanah, dan

lain sebagainya. Pemilihan tipe dan bentuk *abutment* yang yang akan digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.18 serta Tabel 3.19 sebagaimana berikut ini.



Gambar 3.18 Tipe dan Bentuk *Abutment*

(Sumber: Sosrodarsono, 2000)

Tabel 3.20 Pemilihan Tipe dan Bentuk *Abutment* Menurut Tinggi Pemakaian

Tipe dan Bentuk *Abutment*	**Tinggi Pemakaian (m)**					
	0	**5**	**10**	**15**	**20**	**25**
Tipe dengan Penopang			8 m		20 m	
Bentuk T Terbalik		5 m		12 m		
Tipe Semi Gravitasi	7 m					
Tipe Gravitasi	5 m					

Sumber: Sosrodarsono (2000)

1. Beban pada Abutment

   Dalam menentukan desain abutment, pertama-tama harus memperhitungkan terlebih dahulu beban yang terjadi pada abutment tersebut. Beban yang terjadi pada abutment terdiri dari beban struktur atas jembatan dan beban dari struktur bawah jembatan. Berikut ini merupakan beban yang digunakan dalam perencanaan abutment.

   a. Beban dari Struktur Atas Jembatan
      1) Beban mati sendiri
      2) Beban mati tambahan

3) Beban lalu lintas
4) Beban pejalan kaki
5) Beban rem
6) Beban angin struktur
7) Beban angin kendaraan
8) Beban gempa

b. Beban dari Struktur Bawah Jembatan
1) Beban mati sendiri
2) Tekanan tanah aktif

2. Stabilisasi Abutment

Gaya dari luar yang terjadi pada abutment dapat mengakibatkan terjadinya geser dan guling pada abutment tersebut. Oleh karena itu, abutment harus dirancang agar mampu menahan gaya geser dan guling yang terjadi. Stabilitas pada abutment dibagtasi oleh suatu faktor aman (*Safety factor*) untuk memastikan keamanannya. Kontrol stabilitas terhadap gaya geser dan gaya guling pada abutment dapat dihitung menggunakan rumus sebagaimana berikut ini.

a. Stabilitas geser

$$\text{SF Sliding} = \frac{\sum Rh}{\sum P} \geq \text{SF} \tag{3.76}$$

Dimana:

SF = Angka aman terhadap geser;
Rh = Tahanan geser (kN);
P = Gaya geser (kN);
SF = *Safety factor*:
1,5 tanah pasir
2 tanah kohesif

b. Stabilitas guling

$$\text{SF Overturning} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \geq \text{SF} \tag{3.77}$$

Dimana:

SF = Angka aman terhadap guling
Safety factor = 2

Mgl = Momen penyebab guling (kNm);

Mw = Momen penahan guling (kNm);

3.13.2 Pondasi

Bentuk pondasi yang digunakan untuk mendukung struktur bawah jembatan harus dipilih berdasarkan beban struktur bawah dan struktur atas yang ditahan oleh pondasi, jenis dan karakter tanah, dan kedalaman tanah kerasnya. Pemilihan jenis dan peletakan pondasi harus dipertimbangkan dengan baik agar tidak terjadi kegagalan struktur. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan saat memilih jenis pondasi.

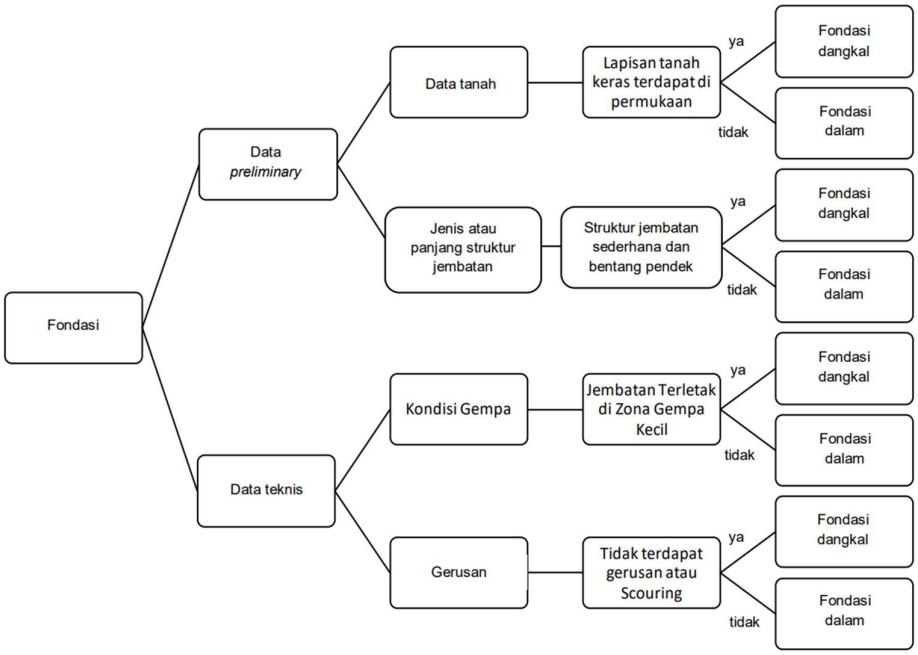
1. Pada daerah gerusan yang besar disarankan untuk tidak menggunakan pondasi langsung. Apabila terpaksa, maka perlu diberikan perlindungan pondasi.
2. Menghindari peletakan pondasi pada daerah gelincir lokal dan global.
3. Jika *abutment* atau pilar harus diletakan di lereng sungai, maka hindari penyebaran gaya dari pondasi *abutment* jatuh ke lereng atau tebing sungai.
4. Gunakan pondasi sesuai dengan kondisi tanah di bawah *abutment* atau pilar jembatan.

Selain beberapa hal yang disebutkan sebelumnya, terdapat juga penentuan lain dalam memilih tipe pondasi yang akan digunakan. Tipe-tipe pondasi yang dapat digunakan pada jembatan secara garis besar ditunjukan pada Tabel 3.20 sebagaimana berikut ini.

Tabel 3.21 Pemilihan Tipe Pondasi

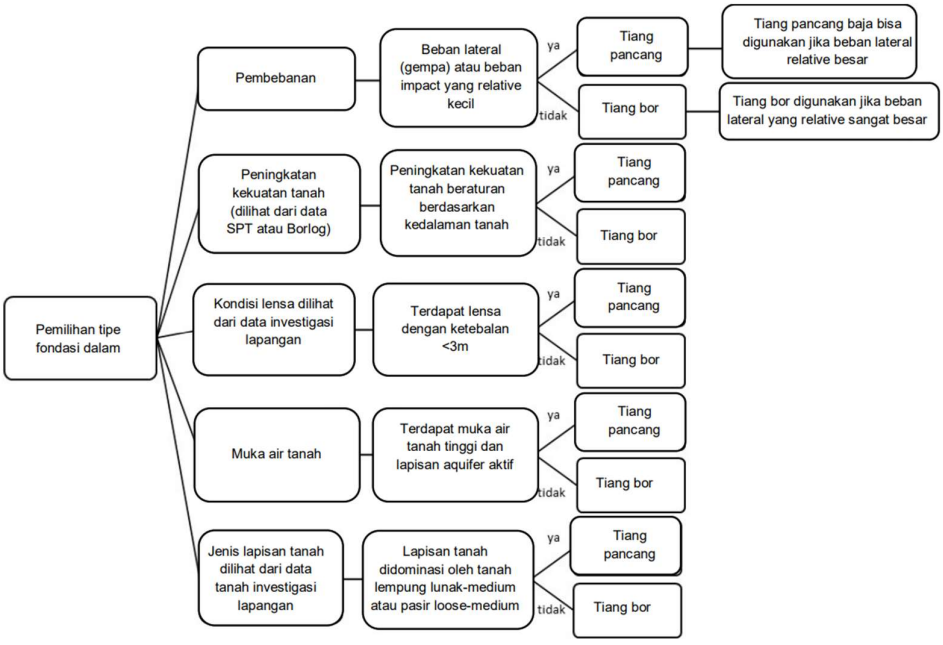
Ketentuan	Pondasi Langsung	Sumuran	Tiang Pancang				Bored Pile
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton Bertulang Pracetak	Tiang Beton Pratekan Pracetak	Beton Bertulang
Diameter nominal (mm)	-	3000	100 x 100 - 400 x 400	300 - 600	300 - 600	400 - 600	800 - 1200
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	Tidak terbatas	Tidak terbatas	30	60	60
Kedalaman Optimum	0,3 - 3	7 - 9	7 - 40	7 - 40	12 - 15	18 - 30	18 - 30
Beban Maksimum ULS (kN) untuk Keadaan Biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	2400	3200	6000
Variasi Optimum Beban ULS (kN)	-	-	500 - 1500	600 - 1500	500 - 1000	500 - 5000	500 - 7000

Sumber: Kementerian PUPR (2018)



Gambar 3. 19 Diagram Pemilihan Tipe Pondasi

(Sumber: Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, 2021)



Gambar 3. 20 Diagram Pemilihan Tipe Pondasi Dalam

(Sumber: Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, 2021)

BAB IV
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

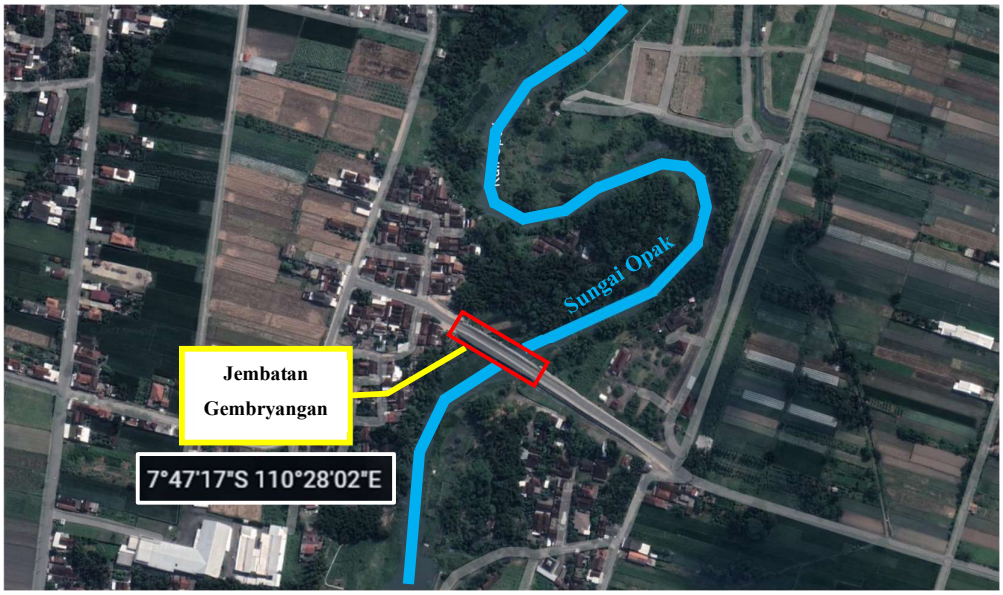
Sugiyono (2013) berpendapat bahwa metode penelitian pada dasarnya merupakan cara ilmiah untuk mendapatkan data dengan tujuan dan kegunaan tertentu. Terdapat empat hal yang harus diperhatikan dalam metode penelitian yaitu cara ilmiah, rasional, empiris, dan sistematis. Data yang diperoleh dari penelitian merupakan data empiris yang memiliki kriteria tertentu yaitu valid.

Dalam penelitian ini terlebih dahulu dilakukan pengamatan dan pengambilan data. kemudian data tersebut diolah melalui proses analisis struktur yang mana hal tersebut dilakukan untuk mendapatkan gaya serta momen yang terjadi pada jembatan ini. Kemudian dilakukan kembali pengolahan hingga akhirnya terciptanya suatu desain serta kesimpulan dari penelitian ini.

4.2 Sumber Data

4.2.1 Lokasi Jembatan

Lokasi jembatan ini berada di Dusun Kebondalem, Kelurahan Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini nantinya akan menghubungkan kedua wilayah yang terpisah oleh Sungai Opak yaitu di antara ruas jalan Berbah-Kalasan dan Ruas Jalan Piyungan-Prambanan. Lokasi Jembatan Gembryangan ditunjukkan pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Gembryangan

(Sumber: Google Maps)

4.2.2 Data Sekunder

Data sekunder merupakan data yang diberikan oleh pemilik data kepada peneliti secara tidak langsung. Data sekunder ini sebelumnya telah diteliti dan diolah oleh orang lain melalui pengamatan langsung di lapangan. Data sekunder ini dapat digunakan sebagai bahan untuk merencanakan jembatan pada penelitian ini. Data sekunder yang digunakan diantaranya sebagaimana berikut ini.

1. Data penyelidikan tanah (*borlog*)
2. Data topografi

4.3 Data Jembatan

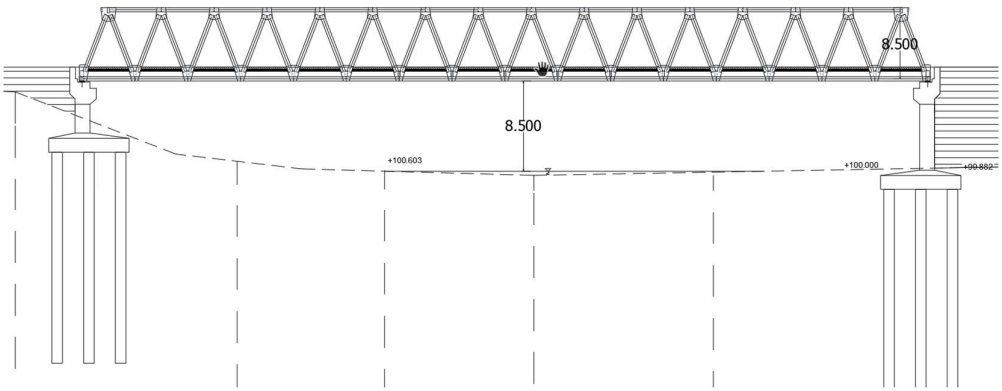
Jembatan Gembryangan ini akan dirancang dengan struktur rangka baja tipe *warren* dengan pelat lantai kendaraan beton. Pada penelitian ini akan melakukan desain jembatan dengan satu bentang dengan panjang 80 m. Pemilihan tersebut didasarkan bahwa jembatan dengan struktur rangka baja cukup efektif dan efisien untuk digunakan pada bentang yang cukup panjang. Kemudian tipe *warren truss* dipilih dikarenakan dalam penyebaran beban yang terjadi pada rangka tersebut

terdistribusi secara merata pada setiap batangnya karena memiliki struktur segitiga yang sama kaki. Selain itu jembatan dengan tipe tersebut sangat umum ditemukan. Jembatan ini memiliki ketinggian dari dasar sungai setinggi 8,5 m. Jembatan ini direncanakan akan difungsikan sebagai jembatan jalan raya dengan kelas jembatan A sehingga memiliki 2 buah jalur dan 2 buah lajur yang mana setiap lajurnya memiliki lebar 3,5 m dengan trotoar yang memiliki lebar masing-masing 1 m. Jembatan ini juga memiliki tinggi bebas lalu lintas sebesar 7,49 m sehingga kendaraan besar mampu melewati jembatan tersebut. Karena jembatan ini direncanakan membentang penuh, maka tidak terdapat pilar di bagian tengahnya dan hanya memiliki dua buah *abutment* yang ditempatkan pada setiap ujungya. Untuk mendapatkan daya dukung tanah yang cukup, jembatan ini menggunakan pondasi dalam berupa *tiang pancang*. Rincian dari data jembatan yang akan dirancang ditampilakan pada Tabel 4.1 Berikut ini.

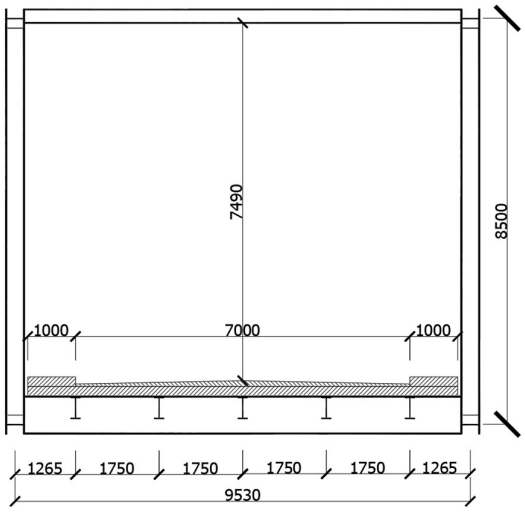
Tabel 4.1 Rencana Desain Jembatan

Komponen	Keterangan
Tipe Struktur Jembatan	Rangka baja tipe w*arren*
Fungsi Jembatan	Jembatan jalan raya
Kelas Jembatan	Kelas A
Panjang Bentang Jembatan	80 m
Jumlah Bentang	1 bentang
Lebar Perkerasan Jalan	7 m
Lebar Trotoar	2 x 1 m
Jumlah Lajur	2 lajur
Jumlah *Abutment*	2 buah
Tinggi Jembatan	8,5 m
Tinggi Bebas Lalu Lintas	7,49 m
Tinggi dari permukaan sungai	8,5 m
Jenis Pondasi	Tiang pancang

Dari beberapa data yang telah jelaskan sebelumnya, maka perlu divisualisasikan agar lebih jelas dan mudah dipahami. Hal tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 mengenai tampak memanjang dan tampak melintang dari jembatan yang akan direncanakan.



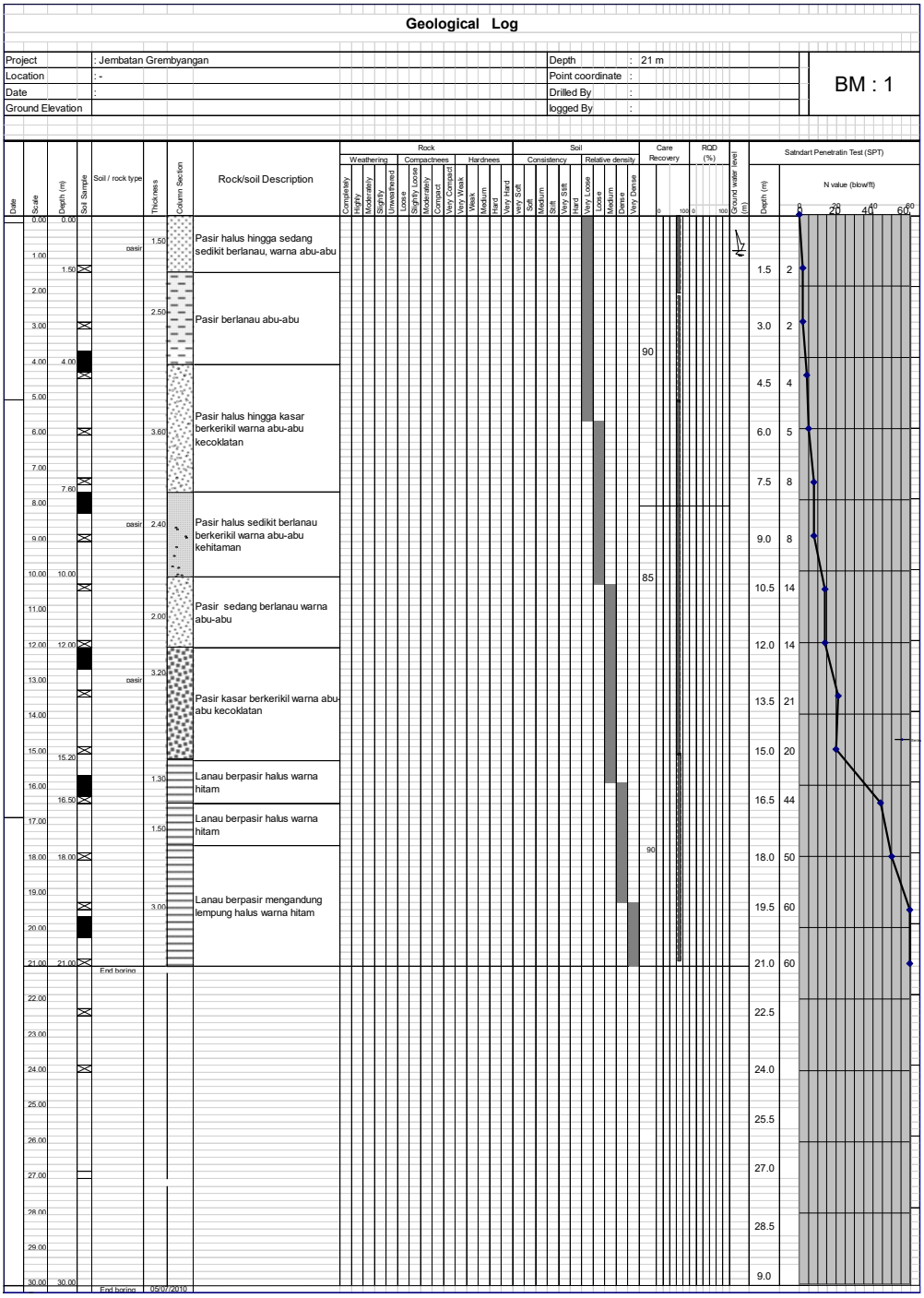
Gambar 4. 2 Rencana Tampak Memanjang Jembatan



Gambar 4. 3 Rencana Tampak Melintang Jembatan

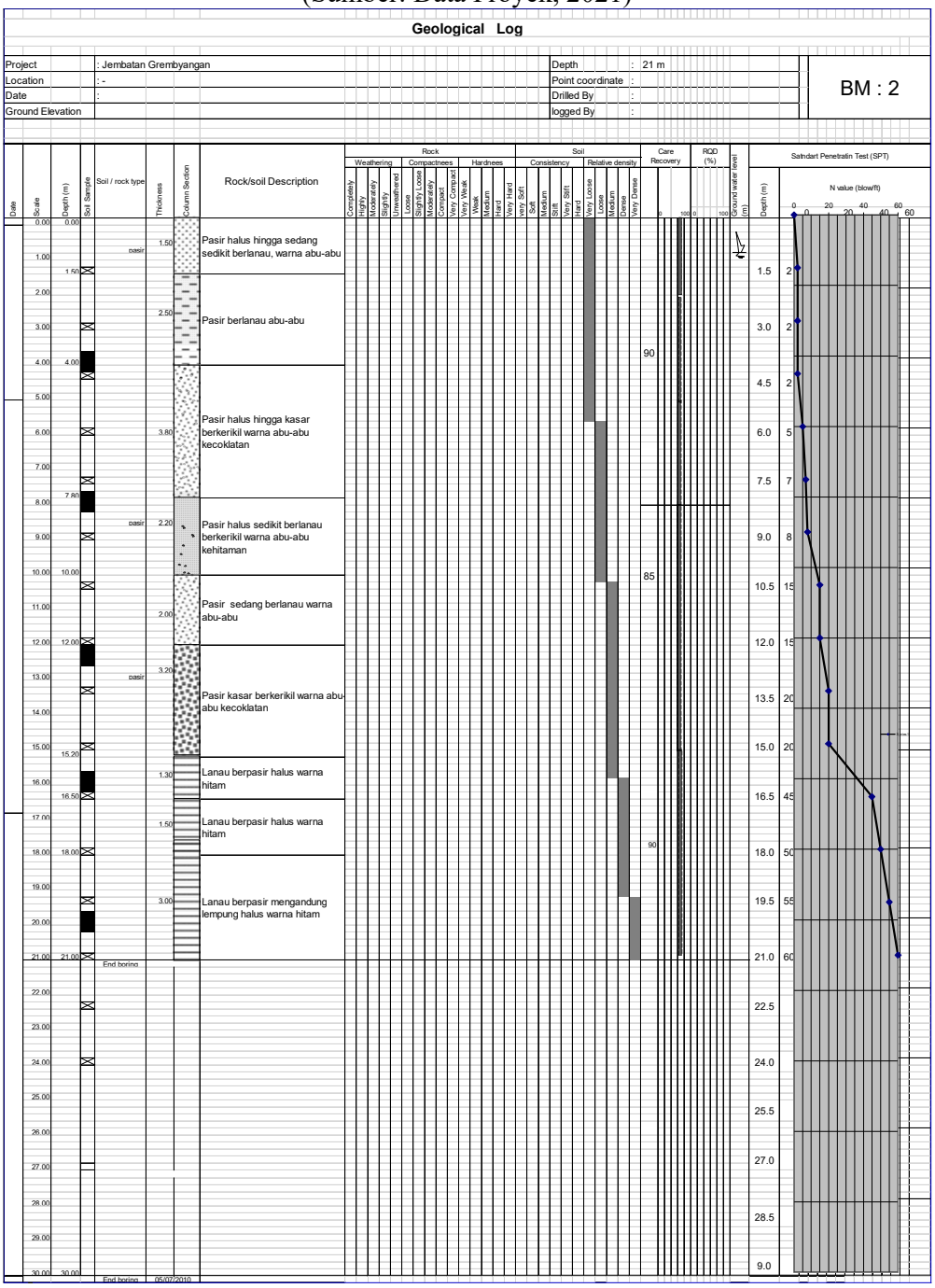
Kemudian terdapat data penyelidikan tanah (*borlog*) yang didapatkan dari data sekunder. Data tersebut digunakan untuk merencanakan pondasi yang akan digunakan pada Jembatan Gembryangan. Terdapat dua buah data penyelidikan taah yang akan digunakan pada setiap *abutment* jembatan tersebut. Data penyelidikan

tanah pada Jembatan Gembryangan ditunjukkan pada Gambar 4.4 dan Gambar 4.5 sebagaimana berikut ini.



Gambar 4. 4 Data Penyelidikan Tanah BM1

(Sumber: Data Proyek, 2021)

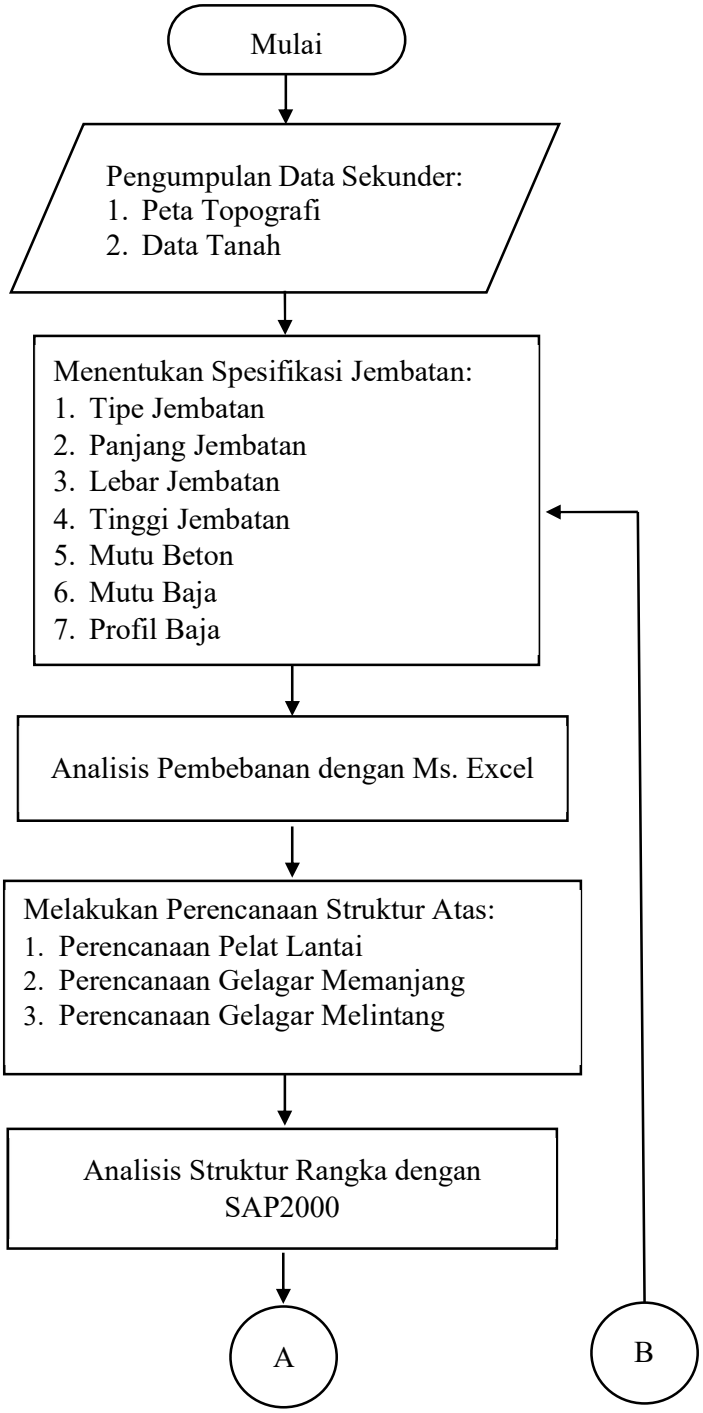


Gambar 4. 5 Data Penyelidikan Tanah BM2

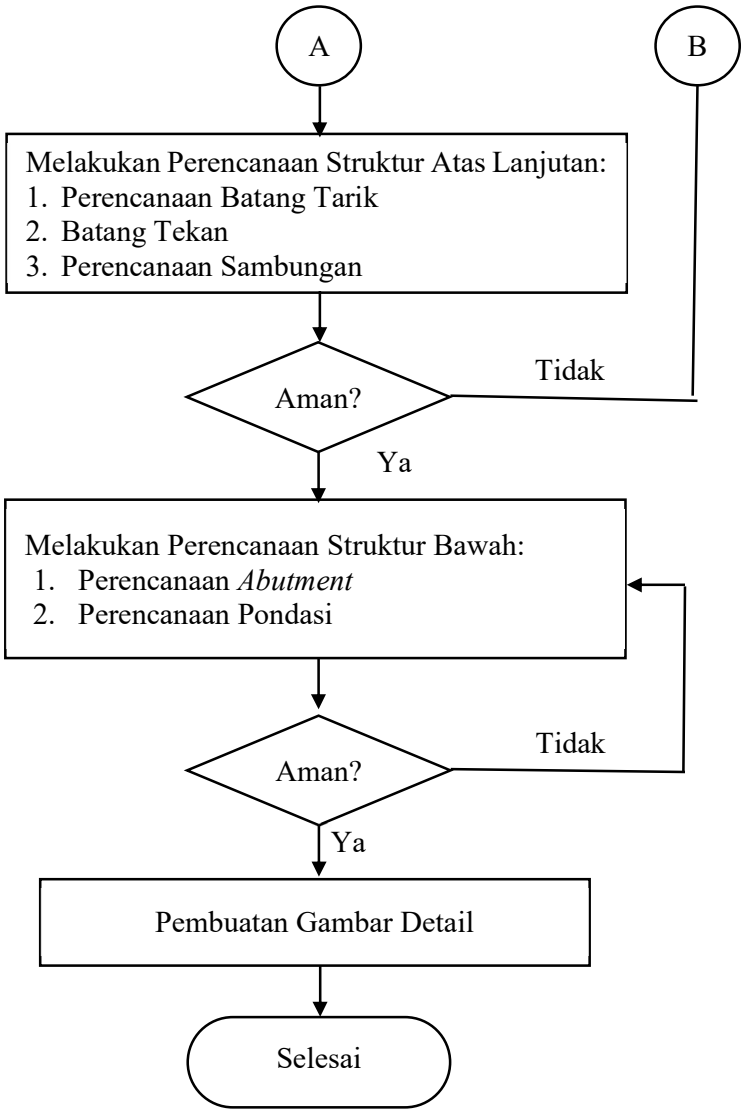
(Sumber: Data Proyek, 2021)

4.4 Tahapan Perencanaan

Berikut ini merupakan bagan alir dari perencanaan jembatan Gembryangan yang ditampilkan pada Gambar 4.4.



Gambar 4.6 Bagan Alir Perencanaan



Lanjutan Gambar 4.6 Bagan Alir Perencanaan

Tahapan dalam perancangan desain jembatan yang akan dibuat diantaranya sebagaimana berikut ini.

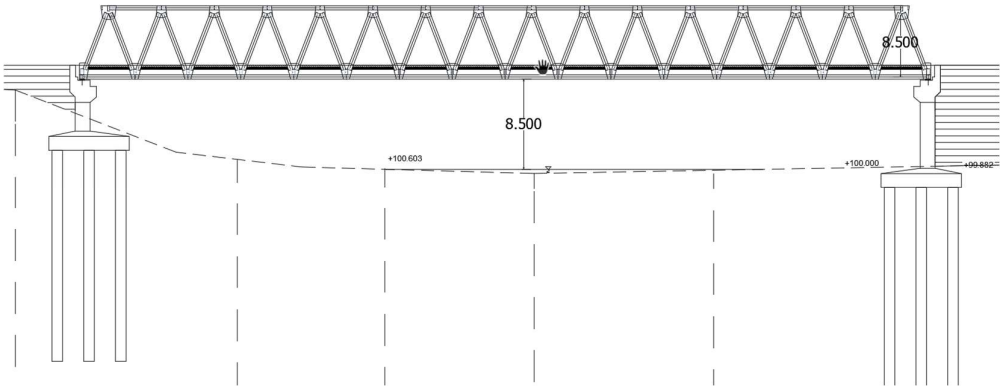
1. Melakukan pengumpulan data sekunder yang dibutuhkan untuk perancangan jembatan yang meliputi peta kontur dan data tanah.
2. Menentukan spesifikasi jembatan yang akan dibuat yang meliputi tipe jembatan, panjang jembatan, lebar jembatan, tinggi jembatan, profil baja yang akan digunakan, mutu beton, dan mutu baja.

3. Melakukan analisis pembebanan menurut SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan dan dilakukan pengolahan dengan *software* Microsoft Office Excel.
4. Melakukan perencanaan struktur atas jembatan yang meliputi pelat lantai kendaraan, gelagar memanjang, dan gelagar melintang.
5. Melakukan analisis struktur rangka menggunakan *software* SAP2000 v22
6. Data sebaran gaya yang didapatkan dari hasil analisis pada SAP2000 digunakan untuk melakukan perencanaan struktur atas lanjutan yaitu mengenai struktur rangka yang digunakan meliputi batang tarik, batang tekan, dan sambungan.
7. Melakukan perencanaan desain struktur bawah jembatan yang meliputi *abutment* dan pondasi.
8. Menyusun laporan hasil desain dan membuat gambar detail jembatan yang telah dibuat.

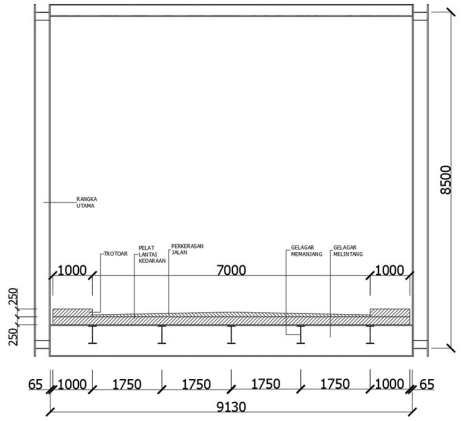
BAB V
ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN

5.1 Perencanaan Struktur Atas jembatan

Struktur atas jembatan merupakan bagian struktur yang langsung menerima beban dari kendaraan yang melintas di atasnya. Beban tersebut nantinya akan diteruskan menuju struktur bawah jembatan. Perhitungan yang dilakukan pada perencanaan struktur atas jembatan diantaranya perencanaan pelat lantai, trotoar, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka utama, ikatan angin, dan sambungan. Bagian rangka dibagi menjadi 16 segmen yang masing-masingnya berjarak 5 m. Panjang segmen tersebut digunakan mengikuti desain jembatan rangka standar yang digunakan oleh Bina Marga. Bentuk struktur atas jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut ini.

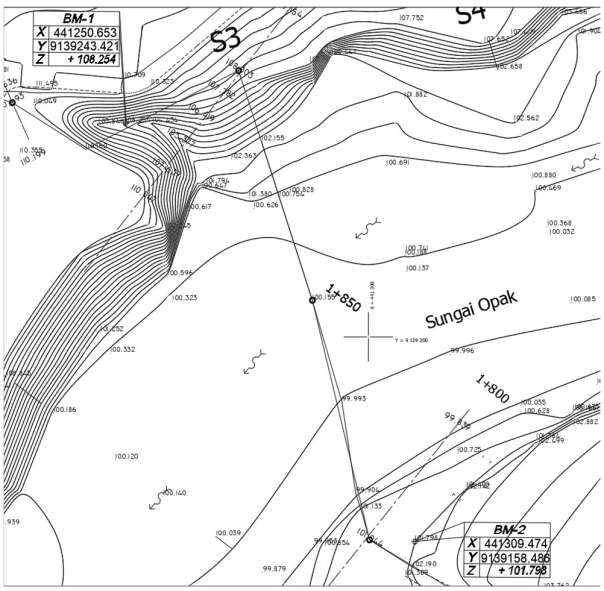


Gambar 5.1 Potongan Memanjang Jembatan



Gambar 5.2 Potongan Melintang Jembatan

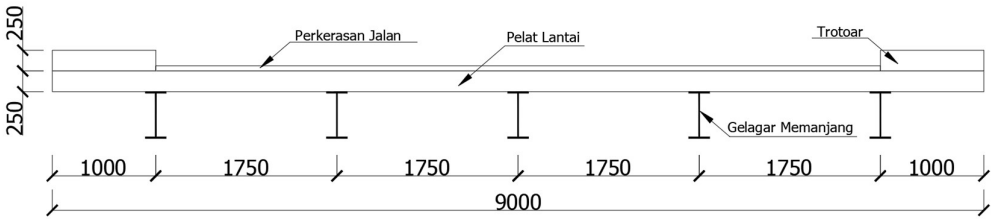
Kemudian berikut ini merupakan peta topografi pada wilayah yang akan dibuatkan jembatan tersebut yang ditunjukkan pada Gambar 5.3.



Gambar 5.3 Peta Kontur

5.1.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan bagian struktur atas jembatan yang berfungsi sebagai tempat berlalu-lalangnya kendaraan serta pejalan kaki di atasnya. Pada penelitian ini, pelat lantai direncanakan menggunakan struktur beton bertulang. Bentuk pelat lantai kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut ini.



Gambar 5.4 Potongan Melintang Pelat Lantai

Berikut ini merupakan tahapan dalam perencanaan pelat lantai kendaraan pada jembatan.

1. Data perencanaan pelat lantai kendaraan

   Berikut ini merupakan data yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai jembatan.

   a. Mutu beton (*fc'*) = 30 MPa
   b. Tebal trotoar (*h2*) = 0,25 m
   c. Tebal lapis perkerasan jalan (*h3*) = 0,05 m
   d. Tebal genangan air hujan (*h4*) = 0,05 m
   e. Lebar trotoar (*b*) = 1 m
   f. Berat jenis beton (γb) = 24 kN/m^3
   g. Berat jenis aspal (γa) = 22 kN/m^3
   h. Berat jenis air (γw) = 10 kN/m^3
   i. Panjang tinjauan (*l*) = 1 m

2. Penentuan tebal pelat

   Menurut RSNI T-12 2004, tebal pelat lantai kendaraan diambil nilai terbesar diantara berikut ini.

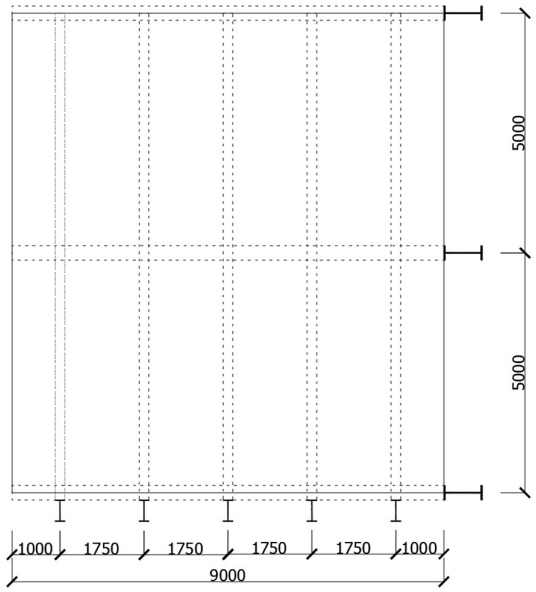
   a. ts_{min1} ≥ 200 mm
   b. ts_{min2} ≥ (100 + 40L) mm
      ≥ (100 + 40 x 1,75)
      ≥ 170 mm

   dari kedua ketentuan tersebut didapatkan tebal minimum pelat lantai sebesar 200 mm. Tebal pelat lantai yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

   ts = 250 mm > 200 mm

3. Penentuan tipe pelat

Sebelum melakukan perencanaan, sebaiknya ditentukan terlebih dahulu tipe pelat yang digunakan. Berikut ini merupakan perhitungan penentuan pelat yang digunakan serta gambar pelat lantai yang ditunjukkan pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Tampak Atas Pelat Lantai Kendaraan

Lx = 1750 mm

Ly = 5000 mm

$Ly/Lx = \frac{5000}{1750}$

= 2,86 > 2 **(Pelat Satu Arah)**

Karena perbandingan sisi terpanjang dengan sisi terpendek nilainya lebih besar dari 2, maka tipe pelat yang digunakan merupakan pelat satu arah.

4. Pembebanan

Pembebanan yang terjadi pada pelat lantai kendaraan yaitu beban mati sendiri berupa pelat lantai yang terbuat dari beton bertulang, beban mati tambahan berupa trotoar, lapis perkerasan jalan, dan genangan air hujan, serta beban

hidup berupa beban truk *T* dan beban pejalan kali. Untuk memudahkan dalam perencanaan, maka pelat lantai ditinjau sebesar 1 m secara memanjang. Berikut ini merupakan perhitungan pembebanan pelat lantai kendaraan.

a. Beban mati sendiri (*MS*)

Berat pelat lantai

Q_{pelat} = γb x l x ts

= 24 x 1 x 0,25

= 6 kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Berat trotoar

$Q_{trotoar}$ = γb x l x $h2$

= 24 x 1 x 0,25

= 6 kN/m

2) Lapis perkerasan jalan

Q_{aspal} = γa x l x $h3$

= 22 x 1 x 0,05

= 1,1 kN/m

3) Genangan air hujan

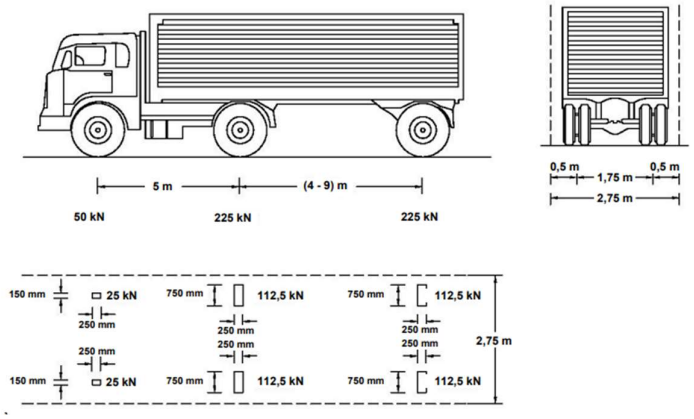
$Q_{air\ hujan}$ = γw x l x $h4$

= 10 x 1 x 0,05

= 0,5 kN/m

c. Beban truk (*TT*)

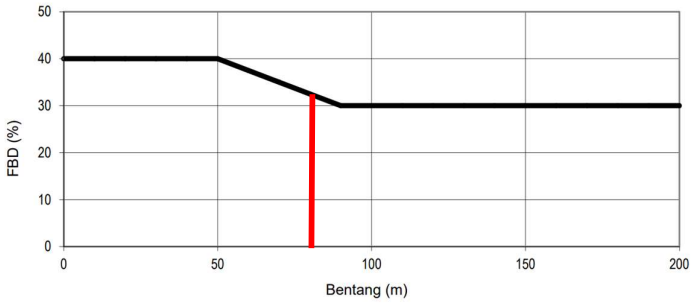
Beban truk diambil dari sebuah truk yang memiliki berat 500 kN. Berat tersebut tersebar melalui gandar dan yang terdapat pada truk tersebut. lebar gandar pada truk tersebut yaitu 1750 mm. Penempatan beban truk *TT* disesuaikan hingga mendapatkan hasil momen yang terbesar pada pelat lantai. Berikut ini merupakan ilustrasi beban truk *TT* yang ditampilkan pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Beban Truk TT

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Dari gambar tersebut diambil intensitas beban truk satu roda sebesar 112,5 kN. Nilai tersebut harus dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD) yang merepresentasikan truk tersebut bergerak dinamis pada jembatan. Untuk mendapatkan nilai faktor beban dinamis dapat digunakan grafik sebagaimana Gambar 5.7 berikut ini,



Gambar 5.7 Grafik Faktor Beban Dinamis

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Dari grafik tersebut didapatkan nilai tambah faktor beban dinamis sebesar 32,5%. Setelah didapatkan nilai tersebut kemudian dilakukan perhitungan sebagaimana beriut ini.

Intensitas beban truk *TT* = 112,5 kN

Faktor beban dinamis = 32,5%

P_{TT} = *TT* x (100%+*FBD*)

= 112,5 x (100+32,5)%

= 146,25 kN

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600 mm harus direncanakan memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kN/m^2. Sehingga perhitungan beban pelajan kaki dapat dihitung berikut ini.

Q_{TP} = q x l

= 5 x 1

= 5 kN/m

e. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.1.

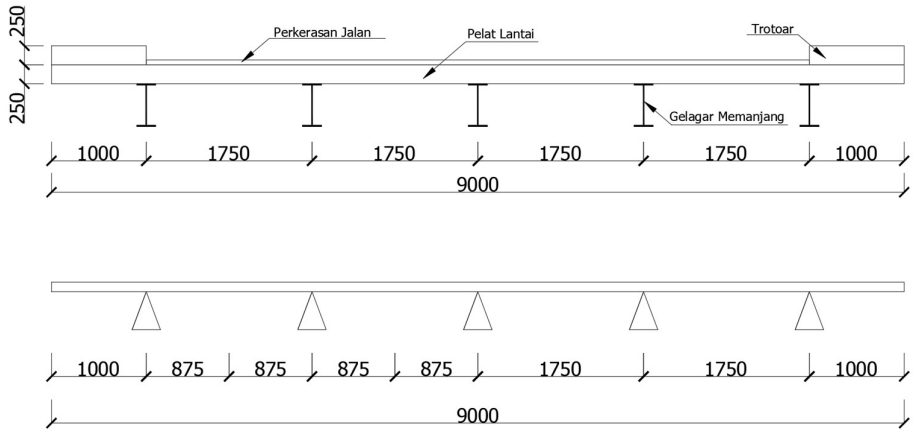
1) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
2) Faktor beban mati tambahan = 2
3) Faktor beban truk pada jembatan baja = 2
4) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai

Kode Beban	**Beban**	**Q (kN/m)**	**Faktor Beban**	**Qu (kN/m)**
MS	Pelat lantai	6	1,3	7,8
MA	Trotoar	6	2	12
	Lapis perkerasan jalan	1,1	2	2,2
	Genangan air hujan	0,5	2	1,0
TP	Pejalan kaki	5	1,8	9,0
Jenis	**Beban**	**P (kN)**	**Faktor Beban**	**Pu (kN)**
TT	Beban truk	146,25	2	292,5

5. Analisis struktur

Setelah dilakukan perhitungan pembebanan, maka selanjutnya dilakukan analisis struktur untuk mengetahui momen yang terjadi. Analisis struktur dilakukan menggunakan *software* SAP2000. Pelat dimodelkan sebagai struktur menerus dengan tumpuan sendi di atas gelagar memanjangnya. Berikut ini merupakan pemodelan yang dilakukan dalam analisis struktur yang ditunjukkan pada Gambar 5.8.

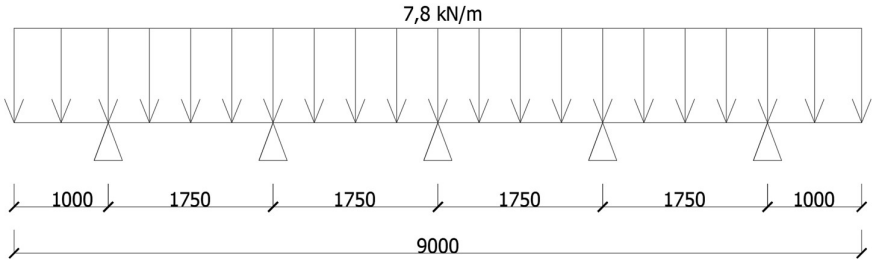


Gambar 5.8 Pemodelan Analisis Struktur Pelat Lantai

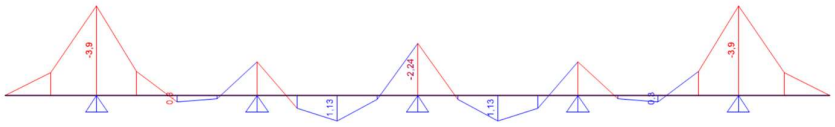
berikut ini merupakan *input* beban dan hasil analisis struktur yang dilakukan.

a. Beban mati sendiri

Input beban dan hasil momen pada berat mati sendiri pelat lantai ditunjukkan pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 berikut ini.



Gambar 5.9 *Input* Beban Mati Sendiri Pelat

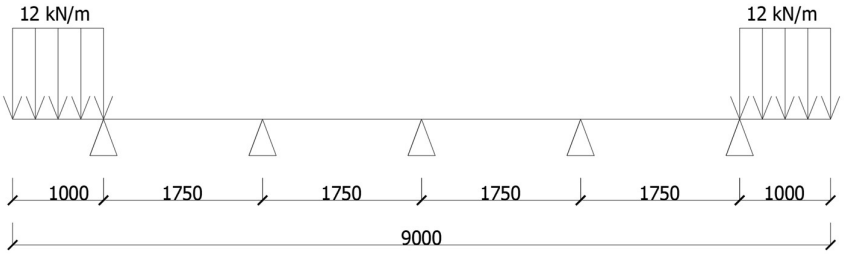


Gambar 5.10 Momen Beban Mati Sendiri Pelat

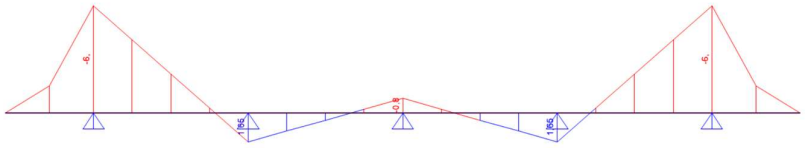
b. Beban mati tambahan

1) Trotoar

Input beban dan hasil momen pada berat mati tambahan trotoar ditunjukkan pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 berikut ini.



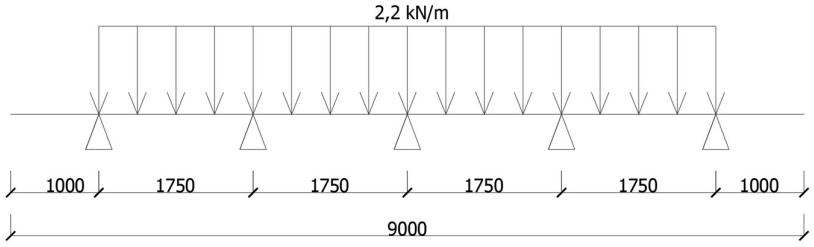
Gambar 5.11 *Input* Beban Mati Tambahan Trotoar



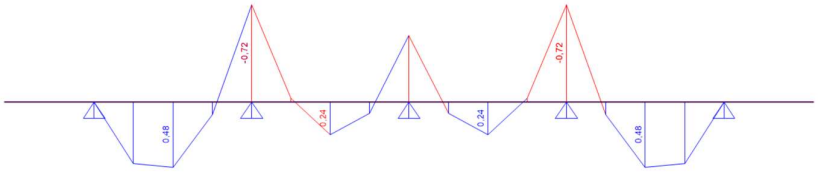
Gambar 5. 12 Momen Beban Mati Tambahan Trotoar

2) Lapis perkerasan jalan

Input beban dan hasil momen pada berat mati tambahan lapis perkerasan jalan ditunjukkan pada Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 berikut ini.



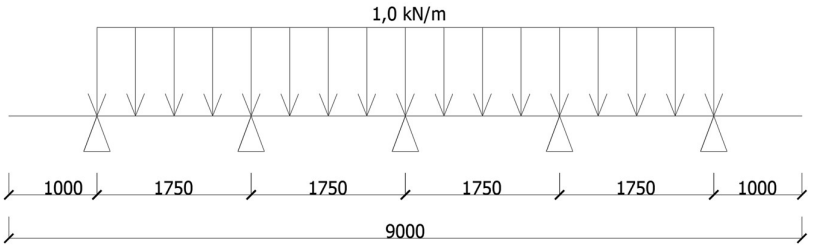
Gambar 5.13 *Input* Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan Jalan



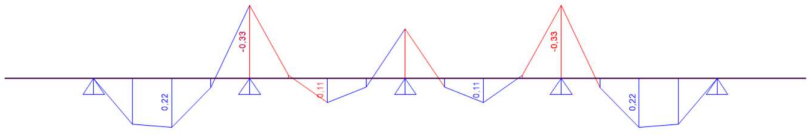
Gambar 5.14 Momen Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan Jalan

3) Genangan Air Hujan

Input beban dan hasil momen pada berat mati tambahan genangan air hujan ditunjukkan pada Gambar 5.15 dan Gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5.15 *Input* Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan



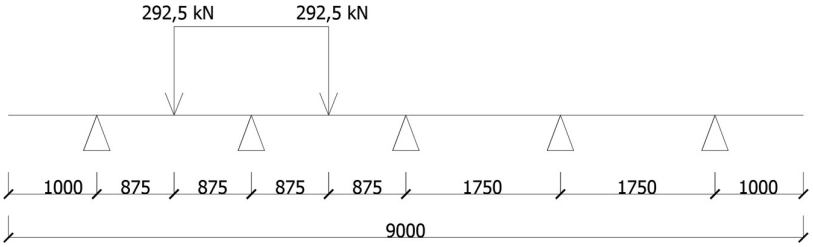
Gambar 5. 16 Momen Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan

c. Beban Truk

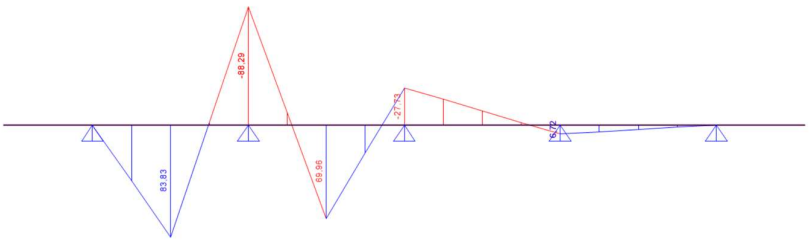
Bentuk *input* beban truk dilakukan dengan dua cara yaitu satu buah truk dan dua buah truk. Dari kedua cara tersebut, diambil yang mendapatkan momen paling besar.

1) Satu truk

Input beban dan hasil momen pada beban satu buah truk ditunjukkan pada Gambar 5.17 dan Gambar 5.18 berikut ini.



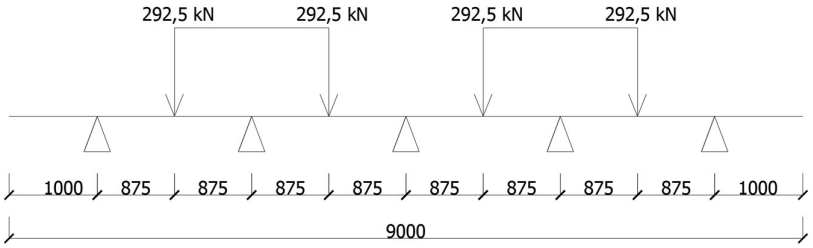
Gambar 5.17 *Input* Beban 1 Truk



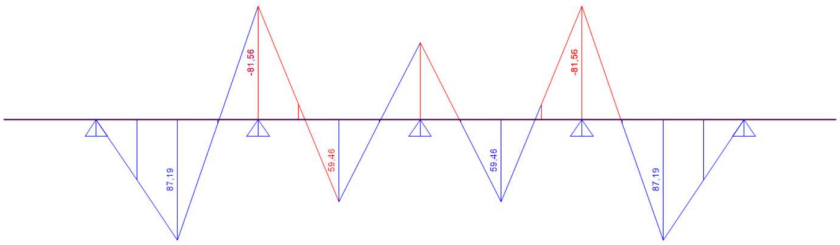
Gambar 5.18 Momen Beban 1 Truk

2) Dua truk

Input beban dan hasil momen pada beban dua buah truk ditunjukkan pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 berikut ini.



Gambar 5.19 *Input* Beban 2 Truk

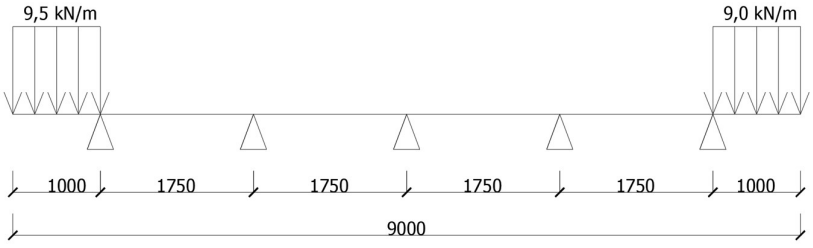


Gambar 5.20 Momen Beban 2 Truk

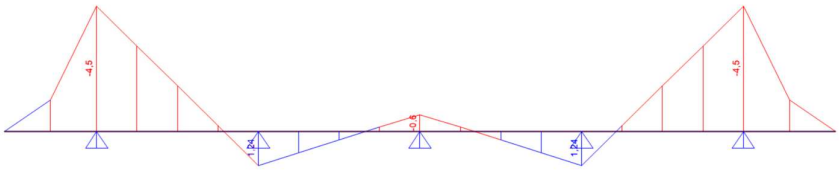
dari kedua cara tersebut, didapat momen terbesar pada cara pertama yaitu satu buah truk sehingga momen yang digunakan yaitu beban satu truk.

Beban pejalan kaki

Input beban dan hasil momen pada beban pejalan kaki ditunjukkan pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.22 berikut ini.



Gambar 5.21 Input Beban Pejalan Kaki



Gambar 5. 22 Momen Beban Pejalan Kaki

Setelah melakukan analisis struktur pada pelat lantai akibat berbagai beban yang ada, selanjutnya dilakukan rekapitulasi momen untuk mendapatkan jumlah momen ultimit yang bekerja. Rekapitulasi momen pada pelat lantai kendaraan ditunjukkan pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Momen pada Pelat

Kode Beban	Beban	Momen (kNm)	
		Positif	Negatif
MS	Pelat Lantai	1,13	-3,9
MA	Trotoar	1,65	-6
	Lapis Perkerasan Jalan	0,48	-0,72
	Genangan Air Hujan	0,22	-0,33
TT	Beban Truk	83,83	-88,29
TP	Beban Pejalan Kaki	1,24	-4,5
Jumlah		88,55	103,74

6. Penulangan

a. Tulangan momen positif

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal pelat lantai (*ts*) = 300 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (*l*) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (Mu) = 88,55 kNm

a) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*).

Mn $= \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{88,55}{0,8}$

= 110,688 kNm

b) Menentukan tinggi efektif (*d*)

d = *ts - sb - (0,5 x dp)*

= 250 - 40 - (0,5 x 16)

= 202 mm

c) Menghitung nilai *Rn*

Rn $= \frac{Mn}{b \, . \, d^2}$

$= \frac{110,688}{1000 \, x \, 202^2}$

= 2,713 MPa

d) Menghitung nilai *m*

m $= \frac{fy}{0,85 \, . \, f'c}$

$= \frac{420}{0,85 \, x \, 30}$

= 16,471

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \, . \, fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \, . \, 420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

ρ *perlu* $= \frac{1}{m}\ x\ \left(1\ -\ \sqrt{1\ -\ \frac{2\ .\ m\ .\ Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16{,}471}\ x\ \left(1\ -\ \sqrt{1\ -\ \frac{2\ x\ 16{,}471\ x\ 2{,}713}{420}}\right)$

$= 0{,}00684$

Karena ρ *perlu* > ρ *min,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ *pakai* $= 0{,}00684$

f) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho\ x\ l\ x\ d$

$= 0{,}00684$ x 1000 x 202

$= 1382{,}594\ mm^2$

As pokok2 $= \frac{l\ .\ d}{Fy}$

$= \frac{1000\ .\ 202}{420}$

$= 480{,}952\ mm^2$

As pokok pakai $= 1382{,}594\ mm^2$

g) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d\ .\ l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2\ .\ 1000}{1382{,}594}$

$= 145{,}424$

S_{pokok} *pakai* $= 100$ mm

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d\ .\ l}{S\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2\ .\ 1000}{100}$

$= 2010{,}619\ mm^2$

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada pelat lantai kendaraan momen positif menggunakan tulangan **D16-100**.

2) Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal pelat (*ts*) = 250 mm

a) Menghitung luas tulangan bagi (*As*)

As bagi 1 = 50% x *As pokok*

= 50% x 1382,594

= 691,297 mm^2

As bagi 2 = 0,002 *x l x ts*

= 0,002 x 1000 x 250

= 500 mm^2

As bagi pakai = 691,297 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

S_{bagi} $= \frac{A1d\ .\ l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{691{,}297}$

= 192,005 mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *ts*

= 5 x 250

= 1250 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 150 mm

a) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d\ .\ l}{S\ bagi\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{150}$

= 884,882 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada pelat lantai kendaraan momen positif menggunakan tulangan **D13-150**.

b. Tulangan Momen Negatif

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal pelat lantai (*ts*) = 250 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (*l*) = 1000 mm

Faktor reduksi (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (Mu) = 103,74 kNm

a) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*)

$Mn = \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{103,74}{0,8}$

= 129,675 kNm

b) Menentukan tinggi efektif (*d*)

d = *ts - sb - (0,5 x dp)*

= 250 - 40 - (0,5 x 16)

= 202 mm

c) Menghitung nilai *Rn*

$Rn = \frac{Mn}{l \,.\, d^2}$

$= \frac{129,675}{1000 \; x \; 202^2}$

= 3,178 MPa

d) Menghitung nilai *m*

$m = \frac{fy}{0,85 \,.\, f'c}$

$= \frac{420}{0,85 \; x \; 30}$

= 16,471

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \, . \, fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \, . \, 420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

ρ perlu $= \frac{1}{m} \, x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, . \, m \, . \, Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16,471} \, x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, 16,471 \, x \, 3,178}{420}}\right)$

= 0,0081

Karena *ρ perlu* > *ρ min,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai = 0,0081

f) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 = *ρ x l x d*

= 0,0052 x 1000 x 202

= 1637,827 mm^2

As pokok2 $= \frac{l \, . \, d}{Fy}$

$= \frac{1000 \, . \, 202}{420}$

= 480,952 mm^2

As pokok pakai = 1637,827 mm2

g) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d \, . \, l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2\ .\ 1000}{1637{,}827}$

$= 122{,}761$

S_{pokok} *pakai* $= 100$ mm

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d\ .\ b}{S\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 16^2\ .\ 1000}{100}$

$= 2010{,}619$ mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada pelat lantai kendaraan momen negatif menggunakan tulangan **D16-100**.

2) Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal pelat (*ts*) = 250 mm

a) Menghitung luas tulangan bagi (*As*)

As bagi 1 = 50% x *As pokok*

= 50% *x* 1637,827

= 818,913 mm^2

As bagi 2 = 0,002 *x b x ts*

= 0,002 x 1000 x 250

= 500 mm^2

As bagi pakai = 818,913 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

S_{bagi} $= \frac{A1d\ .\ l}{As\ bagi}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{818{,}913}$

$= 162{,}083$ mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *ts*

= 5 x 250

= 1250 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 150 mm

c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d\ .\ l}{S\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{150}$

= 884,882 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada pelat lantai kendaraan momen negatif menggunakan tulangan **D13-150**.

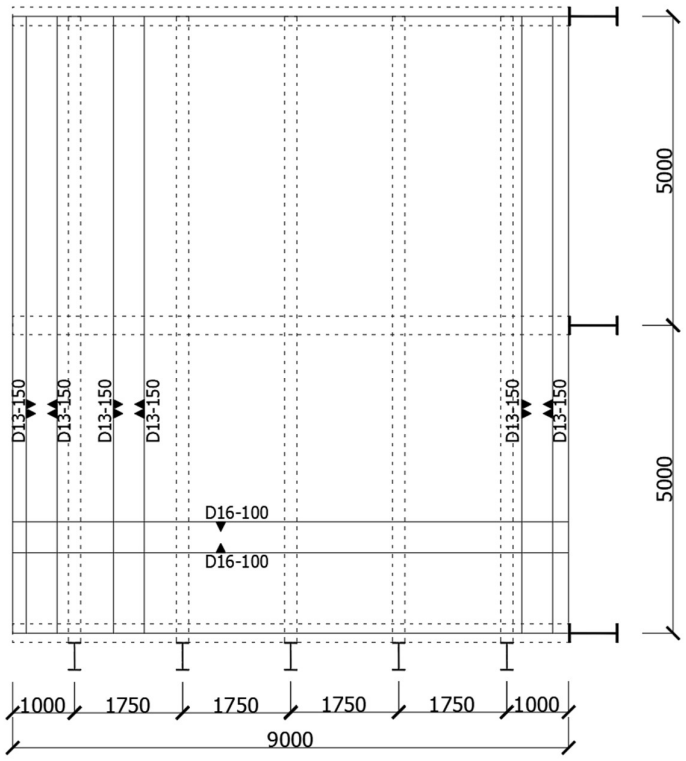
7. Rekapitulasi Tulangan Pelat

Setelah dilakukan perhitungan, maka didapatkan kebutuhan tulangan pelat lantai sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 5.3 berikut ini

Tabel 5.3 Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai

Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
Pelat momen positif (bawah)	D16 - 100	D13 - 150
Pelat momen negatif (atas)	D16 - 100	D13 - 150

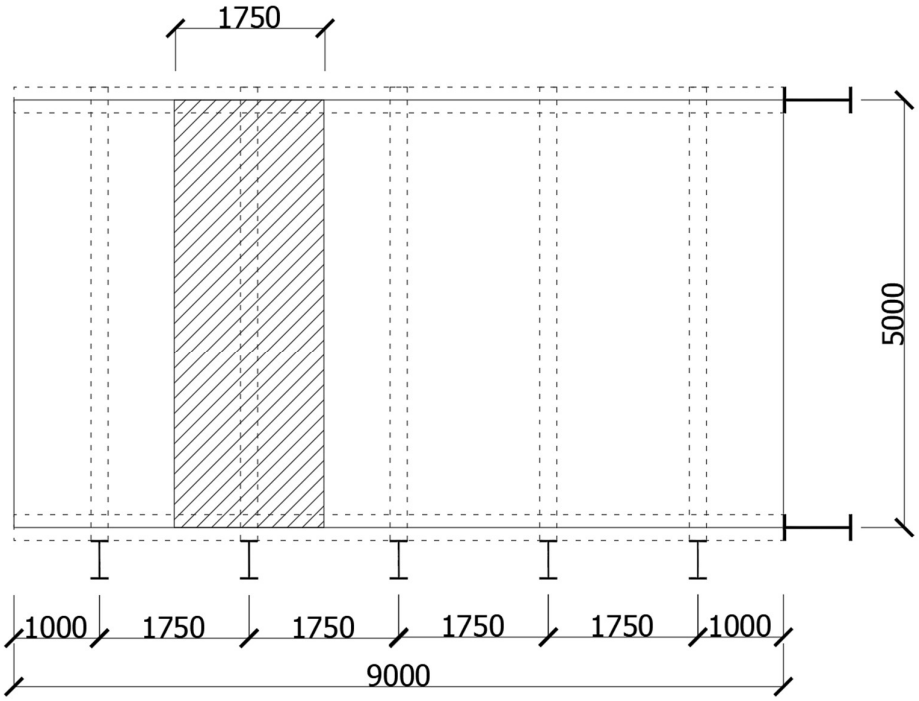
Dari hasil rekapitulasi tersebut, dibuatkan gambar penempatan tulangan sebagaimana Gambar 5.23 berikut ini.



Gambar 5.23 Tulangan Pelat Lantai Kendaraan

5.1.2 Perencanaan Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang merupakan bagian struktur baja yang bersifat komposit dengan pelat lantai kendaraan di atasnya. Gelagar memanjang ini menerima gaya lentur dalam menahan bebannya. Beban tersebut nantinya akan diteruskan ke ujung gelagar memanjang menuju gelagar melintang. Bentuk tinjauan gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut ini.

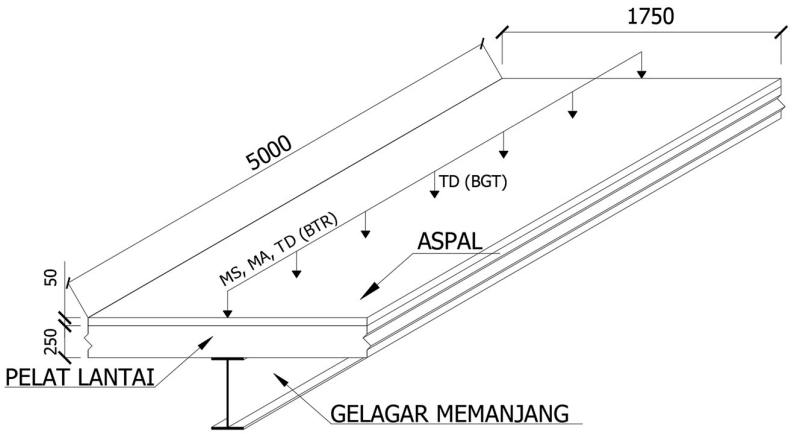


Gambar 5.24 Tinjauan Gelagar Memanjang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan gelagar memanjang jembatan.

1. Pembebanan

   Beban yang terdapat pada gelagar memanjang diantaranya yaitu beban mati sendiri (*MS*) dari gelagar dan pelat lantai, beban mati tambahan (*MA*) berupa lapis perkerasan jalan dan genangan air hujan, serta beban kendaraan (*TD*) berupa beban terbagi rata dan beban garis terpusat. Penyaluran beban pada gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut ini.



Gambar 5.25 Beban pada Gelagar Memanjang

Pembebanan pada gelagar memanjang dihitung sebagaimana berikut ini.

a. Beban mati sendiri (*MS*)

1) Gelagar memanjang (*MS1*)

Profil baja	= IWF 300x150x6,5x9
Panjang gelagar (*L*)	= 5 m
Berat gelagar (*W*)	= 36,7 kg/m
	= 0,36 kN/m

2) Pelat lantai

Tinggi pelat (*ts*)	= 0,25 m
Lebar pelat (*b*)	= 1,75 m
Berat jenis beton (*ɣb*)	= 24 kN/m^3
q_{MS1}	= *ɣb* x *b* x *ts*
	= 24 x 1,75 x 0,25
	= 10,5 kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Lapis perkerasan jalan

Tebal lapis perkerasan (*h2*)	= 0,05 m
Lebar lapis perkerasan (*b*)	= 1,75 m
Berat jenis aspal (*ɣa*)	= 22 kN/m^3
q lapis perkerasan	= *ɣa* x *b* x *h2*

= 22 x 1,75 x 0,05

= 1,925 kN/m

2) Air hujan

Tebal genangan air hujan (*h3*) = 0,05 m

Lebar (*b*) = 1,75 m

Berat jenis air (γw) = 10 kN/m^3

q air hujan = γw x *b* x *h*

= 10 x 1,75 x 0,05

= 0,875 kN/m

c. Beban lajur (*TD*)

1) Beban terbagi merata (BTR)

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

Lebar (*b*) = 1,75 m

BTR = 9 x (0,5 + (15 / *L*))

= 9 x (0,5 + (15 / 80))

= 6,1875 kN/m2

q BTR = BTR x *b*

= 6,1875 x 1,75

= 10,828 kN/m

2) Beban garis terpusat (BGT)

Lebar (*b*) = 1,75 m

BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis = 32,5%

Faktor beban (γ_{TD}) = 1,8

P_{BGT} = *b* x BGT x FBD

= 1,75 x 49 x (100 + 32,5)%

= 113,619 kN

f. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini

nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.4.

1) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
2) Faktor beban mati sendiri baja = 1,1
3) Faktor beban mati tambahan = 2
4) Faktor beban truk pada jembatan baja = 2
5) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Memanjang

Kode Beban	**Beban**	**Q (kN/m)**	**Faktor Beban**	**Qu (kN/m)**
MS	Gelagar memanjang	0,36	1,1	0,396
	Pelat lantai	10,5	1,3	13,65
MA	Lapis perkerasan jalan	1,925	2	3,85
	Genangan air hujan	0,875	2	1,75
TD	Beban terbagi rata	10,828	1,8	19,49
Total Beban Merata (Qu)				39,136
Jenis	**Beban**	**P (kN)**	**Faktor Beban**	**Pu (kN)**
TD	Beban garis terpusat	113,619	1,8	204,514
Total Beban Terpusat (Pu)				**204,514**

2. Perhitungan momen ultimate

Momen *ultimate* (*Mu*) $= \left(\frac{1}{8} \, . \, q \, . \, L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \, . \, P \, . \, L\right)$

$= \left(\frac{1}{8} \, x \, 39{,}136 \, x \, 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \, x \, 204{,}514 \, x \, 5\right)$

= 377,9425 kNm

3. Desain Gelagar Memanjang

Tegangan maksimum beton (*Fc'*) = 30 MPa

Tegangan leleh profil baja (*Fy*) = 410 MPa

Profil baja = IWF 300x150x6,5x9

Tinggi (*h*) = 300 mm

Lebar (*b*) = 150 mm

Tebal badan (*tw*) = 6,5 mm

Tebal sayap (*tf*) = 9 mm

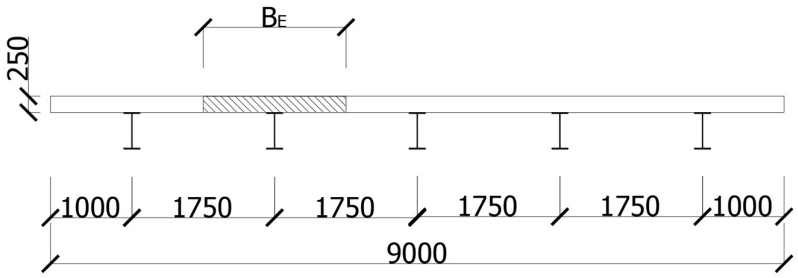
Berat (*w*) = 36,7 kg/m

Luas penampang (*As*) = 4678 mm^2

Tebal pelat lantai (*ts*) = 250 mm

a. Lebar efektif pelat lantai (b_E)

Berikut ini merupakan penampang melintang dalam menentukan lebar efektif pelat yang ditunjukkan pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Lebar Efektif Pelat

Lebar pelat lantai (L_2) = 9000 mm

Jarak antar gelagar memanjang (b_0) = 1750 mm

Lebar efektif pelat yang digunakan merupakan nilai terkecil diantara kedua persamaan berikut ini.

$b_{E1} \leq L_2/4$

$= 9000/4$

$= 2250$ mm

$b_{E2} \leq b_0$

$= 1750$ mm

dari kedua persamaan tersebut, didapatkan nilai terkecil pada b_{E2} sehingga nilai lebar efektif pelat diambil sebagaimana berikut.

$b_E = 1750$ mm

b. Klasifikasi profil badan.

$\lambda w = h/tw$

$= 300/6,5$

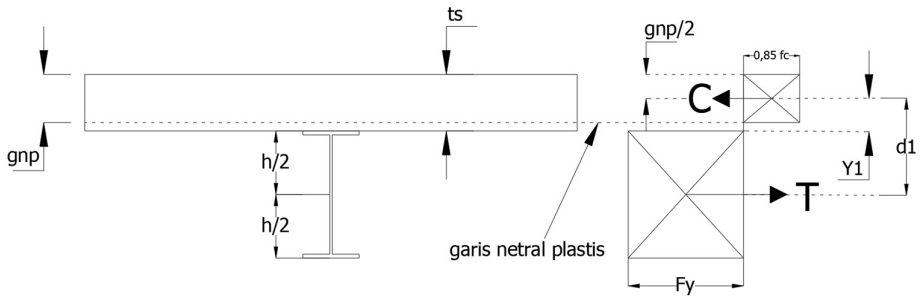
$= 46{,}154$

$\lambda pw = 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 3{,}76 \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 83{,}045$

Karena $\lambda w < \lambda pw$, maka profil badan kompak sehingga momen nominal yang digunakan yaitu momen plastis. Untuk menghitung momen plastis, terlebih dahulu harus mengetahui posisi sumbu netral plastis pada struktur balok komposit tersebut. Distribusi tegangan plastis dan posisi sumbu netral plastis dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut ini.



Gambar 5.27 Distribusi Tegangan Plastis

a. Luas penampang beton (*Ac*)

Ac $= ts \times b_E$

$= 250 \times 1750$

$= 437500$ mm2

b. Resultan gaya maksimum

1) Resultan gaya tekan maksimum (*C*)

C $= 0{,}85 \times Fc' \times Ac$

$= 0{,}85 \times 30 \times 437500$

$= 11156250$ N

2) Resultan gaya tarik maksimum (*T*)

T $= Fy \times As$

= 410 x 4678

= 1917980 N

Karena *C* > *T*, maka garis netral plastis berada pada pelat lantai.

c. jarak garis netral plastis ke tepi atas pelat beton (*gnp*)

$$gnp = \frac{Fy \,.\, As}{0{,}85 \,.\, fc' \,.\, bE}$$

$$= \frac{410 \; x \; 4678}{0{,}85 \; x \; 30 \; x \; 1750}$$

= 42,980 mm

d. Jarak dari tepi atas profil baja ke resultan gaya tekan beton (*Y1*)

Y1 = *ts* - 0,5 x *gnp*

= 250 - 0,5 x 42,980

= 228,51 mm

e. Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja (*d1*)

d1 = *Y1* + (0,5 *h*)

= 228,51 + (0,5 x 300)

= 378,51 mm

f. Momen nominal lentur balok komposit

$\phi Mn = \phi \; Mp$ = ϕ x *Fy* x *As* x *d1*

= 0,9 x 410 x 4678 x 378,51

= 653377,149 Nmm

= 653,377 kNm

g. Cek keamanan profil terhadap momen

ϕMn = 653,377 kNm

Mu = 377,9425 kNm

$\phi Mn > Mu$ **Aman!**

h. Penghubung geser (*shear connector*)

Jenis penghubung geser yang digunakan adalah "S3L *Shear Connectors*" produksi Nelson Stud Welding.

Diameter stud (d_{stud}) = 19 mm

Tegangan *ultimate stud* (Fu_{stud}) = 450 MPa

Tebal sayap profil baja (*tf*) = 9 mm

1) Cek batasan diameter stud

d_{stud} < 2,5 *tf*

19 < 2,5 x 9

19 < 22,5 **OK!**

2) Kuat geser nominal satu stud

Rg = 1

Rp = 0,75

Qn1 = 0,5 x A_{sa} x $\sqrt{fc' \; x \; Ec}$

= 0,5 x ¼ π x 19^2 x $\sqrt{30 \; x \; 4700\sqrt{30}}$

= 124582,476 N

= 124,582 kN

Qn2 = *Rg x Rp x Asa x* Fu_{stud}

= 1 x 0,75 x ¼ π x 19^2 x 450

= 95690,949 N

= 95,691 kN

Qn pakai = 95,691 kN

3) Gaya geser perlu

V' = *Fy* x *As*

= 410 x 4678

= 1917980 N

= 1917,98 kN

4) Jumlah stud (*n*)

n = *V'*/*Qn*

= 1917,98 / 95,691

= 20,043

≈ 32 buah

5) Jarak pemasangan (*S*)

a. Jarak longitudinal minimal antar stud

S1 = *L*/0,5*n* > 6 x d_{stud}

= 5000/(0,5 x 32) > 6 x 19

= 312,5 mm > 114 mm **Aman!**

b. Jarak transversal minimal antar stud

S2 = 4 x d_{stud}

= 4 x 19

= 76 mm

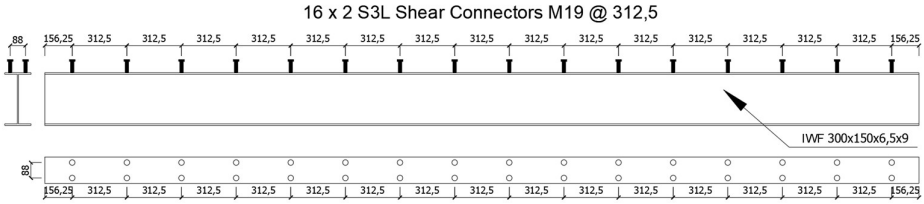
c. Jarak maksimal stud

S3 = 8 x *ts*

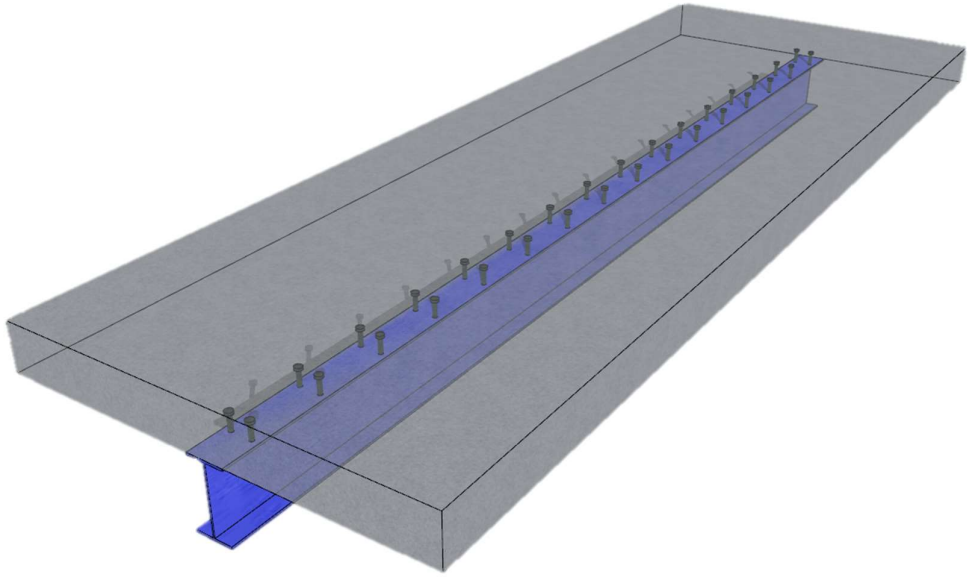
= 8 x 250

= 2000 mm

Pemasangan *shear connector* pada gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.28 dan Gambar 5.29 berikut ini.



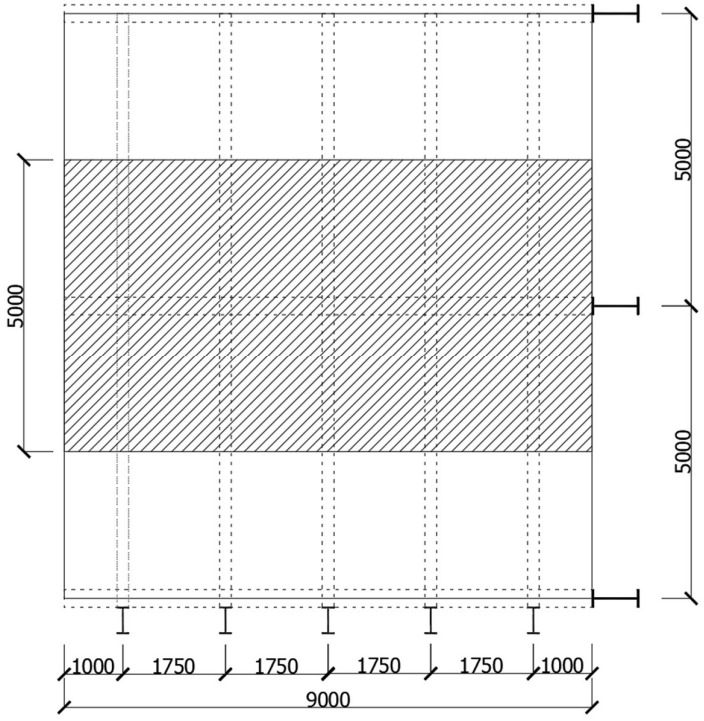
Gambar 5.28 Pemasangan *Shear Connector* pada Gelagar Memanjang



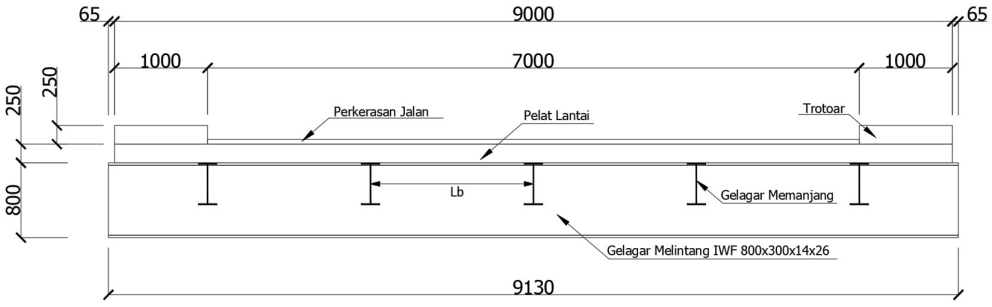
Gambar 5.29 Pemasangan *Shear Connector* pada Gelagar Memanjang (3D)

5.1.3 Perencanaan Gelagar Melintang

Gelagar melintang merupakan bagian jembatan rangka baja yang menerima gaya lentur dalam menahan bebannya. Beban tersebut didapatkan dari gelagar memanjang yang menumpu lalu diteruskan ke titik buhul pada rangka baja. Bentuk tinjauan gelagar melintang dapat dilihat pada Gambar 5.30 dan Gambar 5.31 berikut ini.



Gambar 5.30 Tinjauan Gelagar Melintang



Gambar 5.31 Potongan Gelagar Melintang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan gelagar memanjang jembatan.

1. Pembebanan

Beban yang terdapat pada gelagar memanjang diantaranya yaitu beban mati sendiri (*MS*) dari gelagar dan pelat lantai, beban mati tambahan (*MA*) berupa lapis perkerasan jalan dan genangan air hujan, serta beban kendaraan (*TD*) berupa beban terbagi rata dan beban garis terpusat. Pembebanan pada gelagar memanjang dihitung sebagaimana berikut ini.

a. Beban mati sendiri (*MS*)

1) Gelagar melintang (*MS1*)

Profil baja	= IWF 800x300x14x26
Panjang gelagar	= 9,13 m
Berat gelagar	= 207 kg/m
	= 2,031 kN/m

2) Gelagar memanjang (*MS2*)

Profil baja	= IWF 300x150x6,5x9
Panjang gelagar	= 5 m
Berat gelagar	= 36,7 kg/m
	= 0,36 kN/m
P_{MS2}	= *w x L*
	= 0,36 x 5
	= 1,8 kN

3) Berat pelat lantai (*MS3*)

Tinggi pelat (*ts*)	= 0,25 m
Lebar tinjauan pelat (*b*)	= 5 m
Berat jenis beton (γb)	= 24 kN/m^3
q_{MS3}	= γb x *b* x *h*
	= 24 x 5 x 0,25
	= 30 kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Berat trotoar (*MA1*)

Tinggi trotoar (*h2*) = 0,25 m
Lebar tinjauan trotoar (*b*) = 5 m
Berat jenis beton (*ɣb*) = 24 kN/m^3
q_{MA1} = *ɣb* x *b* x *h*
= 24 x 5 x 0,25
= 30 kN/m

2) Lapis perkerasan jalan (*MA2*)
Tebal lapis perkerasan (h3) = 0,05 m
Lebar tinjauan (b) = 5 m
Berat jenis aspal (ɣb) = 22 kN/m^3
Faktor beban (γ_{MA}) = 2
q lapis perkerasan = ɣb x b x h
= 22 x 5 x 0,05
= 5,5 kN/m

3) Air hujan (*MA3*)
Tebal genangan air hujan (h4) = 0,05 m
Lebar tinjauan (b) = 5 m
Berat jenis air (ɣw) = 10 kN/m^3
q air hujan = ɣw x b x h
= 10 x 5 x 0,05
= 2,5 kN/m

c. Beban lajur (*TD*)

1) Beban terbagi merata (BTR)
Panjang jembatan (L) = 80 m
Lebar tinjauan (b) = 5 m
BTR = 9 x (0,5 + (15 / L))
= 9 x (0,5 + (15 / 80))
= 6,1875 kN/m2
q BTR = BTR x b

= 6,1875 x 5

= 30,9375 kN/m

2) Beban garis terpusat (BGT)

BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis = 32,5%

q BGT = BGT x (100%+FBD)

= 49 x (100 + 32,5)%

= 64,925 kN/m

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Panjang trotoar (*b*) = 5 m

Intensitas beban pejalan kaki = 5 kN/m^2

Berat sendiri akibat pejalan kaki per meter (*q*)

Q_{TP} = *q* x *b*

= 5 x 5

= 25 kN/m

g. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.5.

1) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
2) Faktor beban mati sendiri baja = 1,1
3) Faktor beban mati tambahan = 2
4) Faktor beban kendaraan = 1,8
5) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

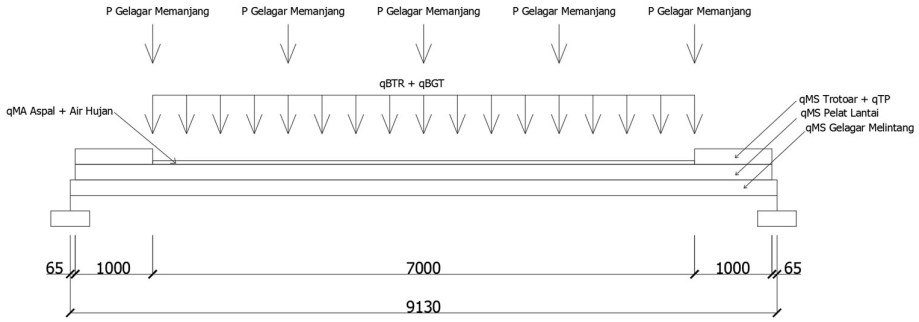
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Melintang

Kode Beban	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	Gelagar melintang	2,031	1,1	2,2341
	Pelat lantai	30	1,3	39

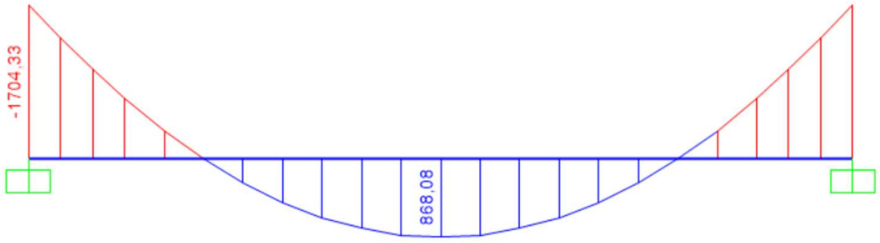
MA	Trotoar	30	2	60
	Lapis perkerasan jalan	5,5	2	11
	Genangan air hujan	2,5	2	5
TD	Beban terbagi rata	30,9375	1,8	55,6875
	Beban garis terpusat	64,925	1,8	116,865
TP	Beban pejalan kaki	25	1,8	45
Jenis	**Beban**	**P (kN)**	**Faktor Beban**	**Pu (kN)**
MS	Gelagar memanjang	1,8	1,1	1,98

2. Perhitungan momen dan gaya geser

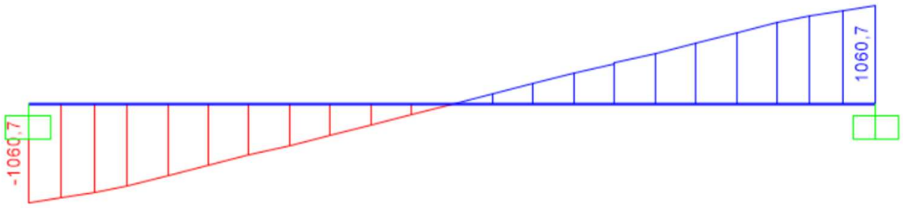
Perhitungan momen dan gaya geser dilakukan pada SAP2000 yang diasumsikan gelagar melintang sebagai balok terjepit pada bagian ujungnya terhadap rangka baja.. Berikut ini merupakan gambar pembebanan, grafik BMD, dan grafik SFD yang ditunjukkan pada Gambar 5.32, Gambar 5.33 dan Gambar 5.34.



Gambar 5.32 Beban Gelagar Melintang



Gambar 5.33 BMD Gelagar Melintang



Gambar 5.34 SFD Gelagar Melintang

3. Analisis penampang profil

Tegangan leleh profil baja (*Fy*)	= 410 MPa
Profil baja	= IWF 800x300x14x26
Tinggi (*h*)	= 800 mm
Lebar (*b*)	= 300 mm
Tebal badan (*tw*)	= 14 mm
Tebal sayap (*tf*)	= 26 mm
Berat (*W*)	= 207 kg/m
Luas penampang (*As*)	= 26350 mm2
Momen inersia X	= 2826000000 mm^4
Momen inersia Y	= 117200000 mm^4
Radius girasi X	= 329,203 mm
Radius girasi Y	= 67,038 mm
Modulus elastis X	= 7063839 mm^3
Modulus elastis Y	= 781140,3 mm^3
Modulus plastis X	= 7995464 mm^3
Modulus plastis Y	= 1206652 mm^3
Panjang sokongan terkekang (*Lb*)	= 1750 mm

a. Cek klasifikasi profil

1) Sayap

$\lambda f = \frac{0{,}5\ x\ b}{tf}$

$= \frac{0{,}5\ x\ 300}{26}$

$= 5{,}769$

$\lambda pf = 0{,}38 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 0{,}38 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 8{,}393$

$\lambda rf = \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 22{,}086$

Karena $\lambda f < \lambda pf$ dan $\lambda f < \lambda rf$, maka profil sayap kompak dan tidak langsing.

2) badan

$\lambda w = \frac{h}{tw}$

$= \frac{800}{14}$

$= 53{,}769$

$\lambda pw = 3{,}76 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 3{,}76 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 83{,}045$

$\lambda rw = 5{,}7 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 5{,}7 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 125{,}892$

Karena $\lambda w < \lambda pw$ dan $\lambda w < \lambda rw$, maka profil badan kompak dan tidak langsing.

Terdapat tiga kondisi yang mungkin terjadi pada baja apabila terjadi lentur yaitu leleh umum, tekuk torsi-lateral, dan tekuk lokal. Akan tetapi karena profil sayap dan profil badan memiliki penampang kompak, maka yang perlu diperhatikan hanya kondisi batas leleh umum dan tekuk torsi-lateral.

b. Kuat lentur kondisi leleh umum (plastis sempurna)

$Mp = Zx \times Fy$

$= 7995464 \times 410$

$= 3278140204$ Nmm

$= 3278{,}14$ kNm

c. Kuat lentur kondisi tekuk torsi-lateral

1) Konstanta pembengkokan

$Cw = \frac{Iy \; x \; ho^2}{4}$

$= \frac{117200000 \; x \; (800-26)^2}{4}$

$= 1.875 \times 10^{13}$

2) Radius girasi efektif

$rts = \sqrt{\frac{Iy \; x \; ho}{2 \; x \; Sx}}$

$= \sqrt{\frac{117200000 \; x \; (800 - 26)}{2 \; x \; 7063839}}$

$= 80{,}131$ mm

3) Konstanta torsi

$J = \frac{1}{3} \; x \; [(2 \; x \; tf^3 \; x \; b) + (tw^3 \; x \; ho)]$

$= \frac{1}{3} \times [(2 \times 26^3 \times 300) + (14^3 \times (800 - 26))]$

$= 4223152$ mm^4

4) Batas panjang tak terbreis secara lateral untuk kondisi batas leleh

$Lp = 1{,}76 \times ry \times \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 1{,}76 \text{ x } 67.038 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 2605{,}906$

5) Batas panjang tak terbreis secara lateral untuk kondisi batas tekuk torsi-lateral inelastis

$Lr = 1{,}95 \text{ x rts x } \frac{E}{0{,}7Fy} \text{ x } \sqrt{\frac{J}{Sx\,.\,ho} + \sqrt{\left(\frac{J}{Sx\,.\,ho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7Fy}{E}\right)^2}}$

A $= 1{,}95 \text{ x } rts \text{ x } \frac{E}{0{,}7Fy}$

$= 1{,}95 \text{ x } 80{,}131 \text{ x } \frac{200000}{0{,}7\ x\ 200000}$

$= 108888{,}397$

B $= \sqrt{\frac{J}{Sx\,.\,ho} + \sqrt{\left(\frac{J}{Sx\,.\,ho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F}{E}\right)^2}}$

$= \sqrt{\frac{J}{7063839\ x\ (800-2\ )} + \sqrt{\left(\frac{J}{7063839\ x\ (800\quad)}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7\ x\ 410}{200000}\right)^2}}$

$= 0{,}067472$

$Lr = \text{A x B}$

$= 108888{,}397 \text{ x } 0{,}067472$

$= 7346{,}882 \text{ mm}$

6) Panjang sokongan terkekang

$Lb = 1750 \text{ mm}$

Karena $Lb < Lp < Lr$, maka tidak terjadi tekuk torsi lateral sehingga momen nominal yang digunakan yaitu momen nominal dalam kondisi leleh umum.

d. Cek keamanan profil terhadap lentur

$\phi Mn = 0{,}9 \text{ x } Mp$

$= 0{,}9 \text{ x } 3278{,}14$

$= 2950{,}326 \text{ kNm}$

$Mu = 1704{,}33 \text{ kNm}$

$\phi Mn > Mu$ **Aman!**

e. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

$\lambda = \frac{h}{tw}$

$= \frac{800}{14}$

$= 57{,}143$

$\lambda pw1 = 2{,}24 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 2{,}24 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{410}}$

$= 49{,}473$

$\lambda pw2 = 1{,}1 \text{ x } \sqrt{kv \frac{E}{Fy}}$

$= 1{,}1 \text{ x } \sqrt{5{,}34 \text{ x } \frac{200000}{410}}$

$= 56{,}142$

karena $\lambda > \lambda pw1$ dan $\lambda > \lambda pw1$, maka nilai *Cv* perlu diperhitungkan sedangkan nilai ϕ adalah 1

2) Menghitung *Cv*

$Cv = \frac{1{,}1 \sqrt{kv \frac{E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}}$

$= \frac{1{,}1 \sqrt{5{,}34\ x\ \frac{200000}{410}}}{\frac{800}{14}}$

$= 0{,}982$

3) Cek keamanan profil terhadap geser

$\phi Vn = \phi \text{ x } 0{,}6 \text{ x } Fy \text{ x } Aweb \text{ x } Cv$

$= 1 \text{ x } 0{,}6 \text{ x } 410 \text{ x } (800 \text{ x } 14) \text{ x } 0{,}982$

$= 2706933{,}343 \text{ N}$

$= 2706{,}933 \text{ kN}$

$Vu = 1060{,}7 \text{ kN}$

$\phi Vn > Vu$ **Aman!**

5.1.4 Perencanaan Struktur Rangka Baja

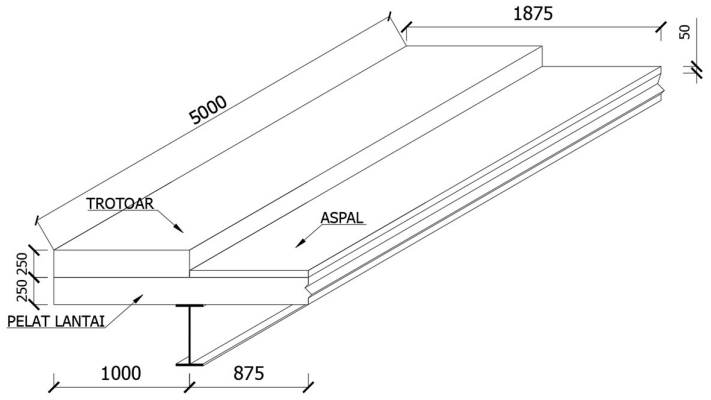
Struktur rangka baja merupakan struktur utama yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini. Rangka baja akan menerima dan menahan beban berupa beban aksial berupa gaya tekan dan gaya tarik. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanan struktur rangka baja jembatan.

1. Pembebanan
   a. Berat mati sendiri (*MS*)
      1) Berat rangka jembatan

         Berat rangka jembatan yang digunakan dihitungan secara otomatis melalui *software* SAP2000.

      2) Beban pada gelagar memanjang tepi

         Pembebanan pada rangka dilakukan sesuai dengan alur penyaluran beban yang terjadi. Bagian jembatan yang pertama kali menerima beban dari kendaraan dan pelat lantai yaitu gelagar memanjang. Perhitungan pembebanan pada rangka ditinjau dari beban yang bekerja pada gelagar memanjang yang kemudian di transformasikan menjadi beban titik pada gelagar melintang pada setiap tumpuannya. Beban yang terjadi pada gelagar memanjang ujung dapat dilihat pada Gambar 5.35 sebagaimana berikut ini



Gambar 5.35 Beban pada Gelagar Memanjang Tepi

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada gelagar memanjang tepi.

Tinggi pelat (*ts*) = 0,25 m

Lebar pelat (*b*) = 1,875 m

Panjang (*l*) = 5 m

Berat jenis beton (*ɣb*) = 24 kN/m^3

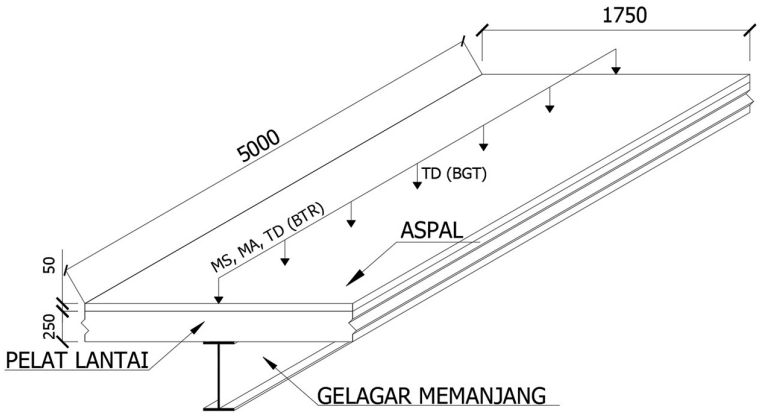
P_{pelat} = *ɣb x b x h x l*

= 24 x 1,875 x 0,25 x 5

= 56,25 kN

3) Berat gelagar memanjang tengah

Beban yang terjadi pada gelagar memanjang tengah dapat dilihat pada Gambar 5.36 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.36 Beban pada Gelagar Memanjang Tengah

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada gelagar memanjang tengah.

Tebal pelat (*ts*) = 0,25 m

Lebar pelat (*b*) = 1,750 m

Panjang (*l*) = 5 m

Berat jenis beton (*ɣb*) = 24 kN/m^3

P_{pelat} = *ɣb* x *b* x *ts* x *l*

= 24 x 1,750 x 0,25 x 5

= 52,5 kN

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Beban pada gelagar memanjang tepi

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan pada gelagar memanjang ujung.

1) Trotoar

Tinggi trotoar (h)	= 0,25 m
Lebar pelat (b)	= 1 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis beton (γb)	= 24 kN/m^3
P_{trotoar}	= γb x b x h x l
	= 24 x 1 x 0,25 x 5
	= 30 kN

a) Lapis perkerasan jalan

Tebal lapis perkerasan (h)	= 0,05 m
Lebar lapis perkerasan (b)	= 0,875 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis aspal (γa)	= 22 kN/m^3
$P_{\text{lapis perkerasan}}$	= γa x b x h x l
	= 22 x 0,875 x 0,05 x 5
	= 4,8125 kN

b) Air hujan

Tebal genangan air hujan (h)	= 0,05 m
Lebar (b)	= 0,875 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis air (γw)	= 10 kN/m^3
$P_{\text{air hujan}}$	= γw x b x h x l
	= 10 x 0,875 x 0,05 x 5
	= 2,1875 kN

c) Berat total

Berat pada gelagar memanjang tepi yaitu sebagaimana berikut ini.

P_{total} $= P_{trotoar} + P_{perkerasan} + P_{air\ hujan}$

$= 30 + 4{,}8125 + 2{,}1875$

$= 37$ kN

2) Berat gelagar memanjang tengah

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan pada gelagar memanjang tengah.

1) Lapis perkerasan jalan

Tebal lapis perkerasan (h) $= 0{,}05$ m

Lebar lapis perkerasan (b) $= 1{,}75$ m

Panjang (l) $= 5$ m

Berat jenis aspal (γb) $= 22$ kN/m^3

$P_{lapis\ perkerasan}$ $= \gamma b \times b \times h \times l$

$= 22 \times 1{,}75 \times 0{,}05 \times 5$

$= 9{,}625$ kN

2) Air hujan

Tebal genangan air hujan (h) $= 0{,}05$ m

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

Berat jenis air (γw) $= 10$ kN/m^3

$P_{air\ hujan}$ $= \gamma w \times b \times h \times l$

$= 10 \times 1{,}75 \times 0{,}05 \times 5$

$= 4{,}375$ kN

3) Berat total

Berat total pada gelagar memanjang ujung yaitu sebagaimana berikut ini.

P_{total} $= P_{perkerasan} + P_{air\ hujan}$

$= 9{,}625 + 4{,}375$

$= 14$ kN

c. Beban lajur (*TD*)

1) Beban pada gelagar memanjang tepi

Berikut ini merupakan perhitungan berat lajur pada gelagar memanjang ujung.

a) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

Panjang gelagar memanjang (*l*) = 5 m

Lebar lajur (*b*) = 0,875 m

BTR = 9 x (0,5 + (15 / L))

= 9 x (0,5 + (15 / 80))

= 6,1875 kN/m^2

P_{BTR} = *BTR* x *b* x *l*

= 6,1875 x 0,875 x 5

= 27,07 kN

2) Berat gelagar memanjang tengah

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada gelagar memanjang ujung.

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

Panjang gelagar memanjang (*l*) = 5 m

Lebar lajur (*b*) = 1,75 m

BTR = 9 x (0,5 + (15 / *L*))

= 9 x (0,5 + (15 / 80))

= 6,1875 kN/m^2

P_{BTR} = *BTR* x *b* x *l*

= 6,1875 x 1,75 x 5

= 57,141 kN

3) Berat gelagar melintang tengah

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada gelagar melintang tengah.

a) Beban garis terpusat (*BGT*)

BGT	= 49 kN/m
Faktor beban dinamis (*FBD*)	= 30%
P_{BGT}	= *BGT* x *FBD*
	= 49 x (100 + 30)%
	= 63,7 kN/m

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Berikut ini merupakan perhitungan beban pejalan kaki pada gelagar memanjang ujung.

Panjang gelagar memanjang (*l*)	= 5 m
Intensitas beban pejalan kaki	= 5 kN/m2
P_{TP}	= intensitas pejalan kaki x *l*
	= 5 x 5
	= 25 kN

e. Beban rem (*TB*)

Beban rem diambil yang terbesar diantara berikut ini.

1) Beban rem 1

Berat gandar truk	= 125 kN
Beban rem 1	= 25% x berat gandar truk
	= 25% x 125
	= 56,25 kN

2) Beban rem 2

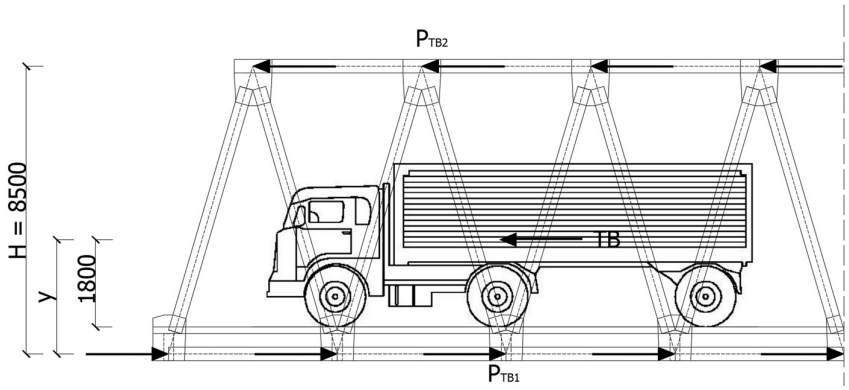
Berat truk rencana (*TT*)	= 500 kN
Beban terbagi rata (*BTR*)	= 6,1875 kN/m^2
Lebar jalur (*b*)	= 7 m
Panjang bentang jembatan (*L*)	= 80 m
Beban rem 2	= 5% x (*TT* + (*BTR* x *b* x *L*))
	= 5% x (500 + (6,1875 x 7 x 80))
	= 198,25 kN

Dari kedua beban rem tersebut, diambil yang memiliki nilai terbesar yaitu 198,25 kN. Kemudian beban rem tersebut ditempatkan pada lajur yang

dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Gaya tersebut nantinya akan bekerja pada gelagar memanjang sehingga perlu diketahui lengan gaya dari titik beban rem ke gelagar memanjang.

$$y = 1800 + ta + ts + h/2$$
$$= 1800 + 50 + 250 + 300/2$$
$$= 2250 \text{ mm}$$

kemudian karena struktur rangka tidak menerima momen, sehingga momen akibat gaya rem diubah menjadi gaya longitudinal pada titik buhul bawah dan titik buhul atas yang saling berkebalikan seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.XX berikut ini.



Gaya rem tiap titik buhul bawah

$$\sum M1 = 0$$
$$[(P_{TB1} \text{ x } H) \text{ x joint bawah}] - [TB \text{ x } (H - y)] = 0$$
$$P_{TB1} = \frac{TB \text{ x } (H - y)}{H \text{ x joint bawah}}$$
$$= \frac{198{,}25 \text{ x } (8500 - 2250)}{8500 \text{ x } 34}$$
$$= 4{,}288 \text{ kN}$$

Gaya rem tiap titik buhul atas

$$\sum M1 = 0$$
$$[(P_{TB2} \text{ x } H) \text{ x joint atas}] - (TB \text{ x } y) = 0$$
$$P_{TB1} = \frac{TB \text{ x } y}{H \text{ x joint atas}}$$

$$= \frac{198{,}25 \text{ x } 2250}{8500 \text{ x } 32}$$

= 1,64 kN

f. Beban angin struktur (*EWs*)

Beban angin yang terjadi pada struktur jembatan merupakan tekanan angin horizontal yang diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin yang terjadi harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permuaan jembatan yang terkena oleh angin. Kondisi permukaan hulu yang digunakan dalam perencanaan beban angin ini diasumsikan pada lahan sub-urban. Kemudian karena tidak memiliki data survey angin, maka kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diasumsikan sama dengan angin rencana pada kecepaan dasar. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan dalam beban angin struktur.

Kecepatan gesekan angin (Vo) = 17,6 km/jam
Kecepatan angin elevasi 10000 m (V_{10}) = 126 km/jam
Kecepatan angin rencana dasar (V_B) = 126 km/jam
Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z) = 17000 mm
Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_o) = 1000 mm
Tekanan angin dasar tekan (P_B *tekan*) = 0,0024 MPa
Tekanan angin dasar hisap (P_B *hisap*) = 0,0012 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$V_{DZ} = 2{,}5 \text{ x } 17{,}6 \left(\frac{V1}{VB}\right) \text{ x ln } \left(\frac{Z}{Zo}\right)$$

$$= 2{,}5 \text{ x Vo } \left(\frac{126}{126}\right) \text{ x ln } \left(\frac{17000}{1000}\right)$$

= 124,661 km/jam

Tekanan angin tekan

$$P_D \textit{ tekan} = P_B \text{ x } \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$$

$$= 0{,}0024 \text{ x } \left(\frac{124{,}661}{126}\right)^2$$

= 0,00235 MPa

Tekanan angin hisap

P_D *hisap* $= P_B \text{ x } \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$

$= 0{,}0012 \text{ x } \left(\frac{124{,}661}{126}\right)^2$

$= 0{,}00117$ MPa

Panjang batang atas (*la*) = 75 m

Panjang batang bawah (*lb*) = 80 m

Tinggi jembatan (*h*) = 8,5 m

Jumlah *joint* (*n*) = 33 buah

Luas area beban angin

$Ab = 30\% \text{ x } \frac{la + lb}{2} \text{ x } h$

$= 30\% \text{ x } \frac{75 + 80}{2} \text{ x } 8{,}5$

$= 197{,}625 \text{ m}^2$

Gaya angin horizontal bidang tekan

$P_{EWT} = Ab \text{ x } P_{DT}$

$= 197{,}625 \text{ x } (0{,}00235 \text{ x } 1000)$

$= 464{,}276$ kN

Gaya angin horizontal bidang tekan tiap *joint*

$P_{EWT} = \frac{464{,}276}{33}$

$= 14{,}069$ kN

Gaya angin horizontal bidang hisap

$P_{EWH} = Ab \text{ x } P_{DH}$

$= 197{,}625 \text{ x } (0{,}00117 \text{ x } 1000)$

$= 232{,}138$ kN

Gaya angin horizontal bidang hisap tiap *joint*

$P_{EWH} = \frac{232{,}138}{33}$

$= 7{,}034$ kN

g. Beban angin kendaraan (*EWl*)

Tekanan angin pada jembatan dapat juga terjadi akibat adanya kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus

dengan besar 1,46 N/mm secara tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda pada setiap as nya sebesar 1,75 m. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan.

P_{EWl} $= \frac{h}{x} . TEW$

$= \frac{1,8}{1,75} . 1,46$

$= 1,502$ kN

Jumlah *joint* (*n*) = 85 buah

P_{EWl} tiap *joint* $= \frac{PEWL}{n}$

$= \frac{1,502}{85}$

$= 0,018$ kN

h. Beban gempa (*EQ*)

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 6.2, Analisis gempa tidak diperlukan untuk jembatan bentang tunggal di semua zona gempa. Namun demikian, hubungan struktur atas jembatan dan kepala jembatan harus direncanakan sesuai Pasal 5.9. Untuk jembatan bentang tunggal di semua zona gempa, gaya gempa rencana minimum pada hubungan struktur atas jembatan dan kepala jembatan setidaknya bernilai dari perkalian As dan beban permanen struktur. Sehingga perhitungan gaya gempa pada jembatan bentang tunggal dapat dilakukan sebagai berikut.

1) Penentuan kelas situs

Kelas situs dapat ditentukan melalui data pengujian N-SPT di lokasi yang akan dibangun jembatan. Terdapat 2 titik penyelidikan yaitu BM-1 dan BM-2. Berikut ini merupakan penentuan kelas situs yang dilakukan berdasarkan BM-1 pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Analisis Kelas Situs BM-1

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (t)	N-SPT	t/N
1,5	Pasir halus hingga sedang sedikit berlanau, warna abu-abu	1,5	2	0,75
3	Pasir berlanau abu-abu	1,5	2	0,75
4,5	Pasir halus hingga kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan	1,5	4	0,375
6		1,5	5	0,3
7,5		1,5	8	0,1875
9	Pasir halus sedikit berlanau berkerikil warna abu-abu kehitaman	1,5	8	0,1875
10,5	Pasir sedang berlanau warna abu-abu	1,5	14	0,107
12	Pasir kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan,	1,5	14	0,107
13,5		1,5	21	0,071
15		1,5	20	0,075
16,5	Lanau berpasir halus warna hitam	1,5	44	0,034
18	Lanau berpasir mengandung lempung halus warna hitam	1,5	50	0,03
19,5		1,5	60	0,025
21		1,5	60	0,025
Jumlah		**21**		**3,024**

$$\overline{N} \text{ BM-1} = \frac{\sum t}{\sum\left(\frac{t}{n}\right)}$$

$$= \frac{21}{3{,}024}$$

$$= 6{,}943$$

Berikut ini merupakan penentuan kelas situs yang dilakukan berdasarkan BM-2 pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Analisis Kelas Situs BM-2

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (t)	N-SPT	t/N
1,5	Pasir halus hingga sedang sedikit berlanau, warna abu-abu	1,5	2	0,75
3	Pasir berlanau abu-abu	1,5	2	0,75
4,5	Pasir halus hingga kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan	1,5	2	0,75
6		1,5	5	0,3
7,5		1,5	7	0,214
9	Pasir halus sedikit berlanau berkerikil warna abu-abu kehitaman	1,5	8	0,1875
10,5	Pasir sedang berlanau warna abu-abu	1,5	9	0,166
12	Pasir kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan,	1,5	15	0,1
13,5		1,5	15	0,1
15		1,5	20	0,075
16,5	Lanau berpasir halus warna hitam	1,5	45	0,033
18	Lanau berpasir mengandung lempung halus warna hitam	1,5	50	0,03
19,5		1,5	55	0,027
21		1,5	60	0,025
Jumlah		**21**		**3,509**

$$\overline{N} \text{ BM-2} = \frac{\sum t}{\sum\left(\frac{t}{n}\right)}$$

$$= \frac{21}{3{,}509}$$

$$= 5{,}984$$

Dari kedua analisa tersebut didapatkan $\overline{N} < 15$ sehingga kelas situs yang digunakan yaitu Tanah Lunak (SE).

2) Analisis respons spektrum

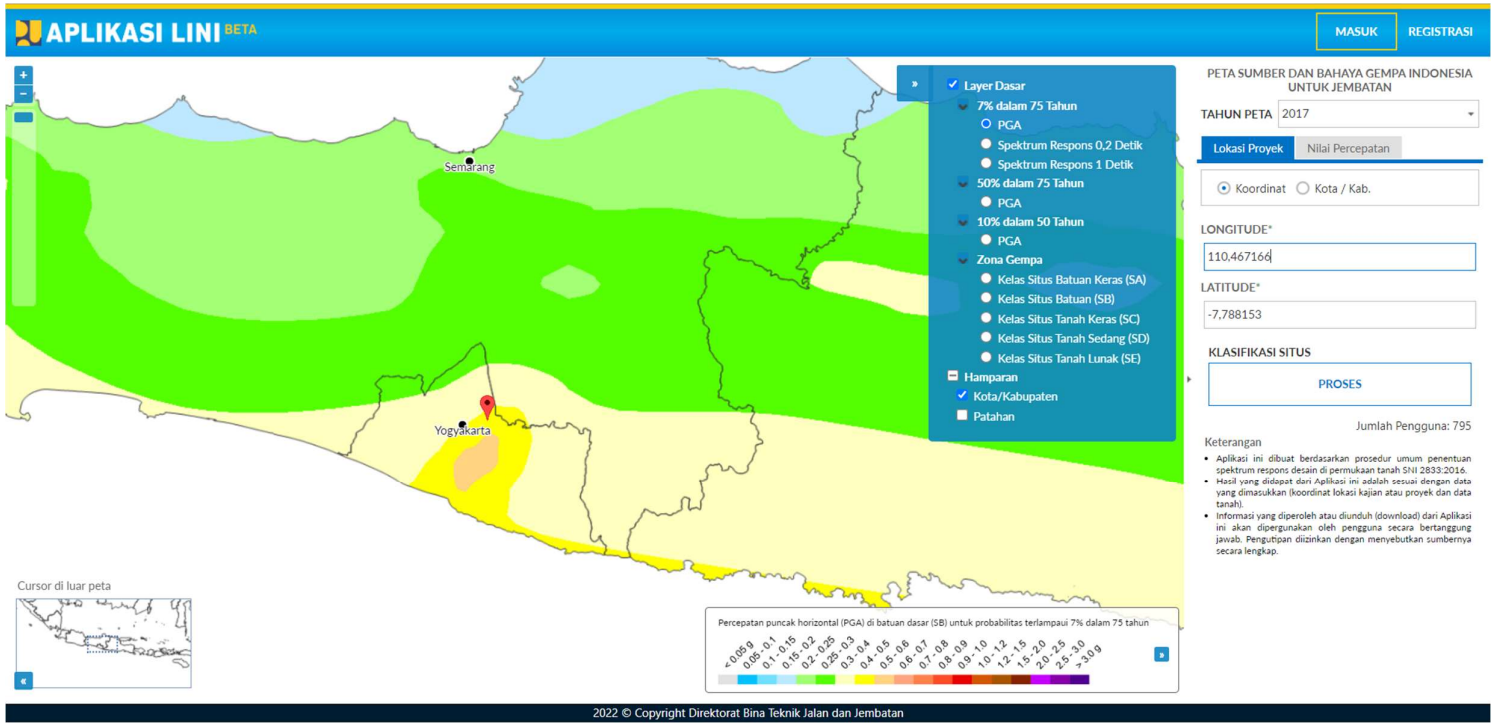
Parameter respons spektrum pada satu wilayah akan berbeda dengan wilayah lainnya. Oleh karena itu perlu diketahui terlebih dahulu lokasi jembatan yang akan dibangun lengkap dengan koordinatnya. Berikut ini merupakan lokasi pembangunan Jembatan Gembryangan.

Lokasi Jembatan = Kebondalem, Madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, DIY

Longitude = 110,467166

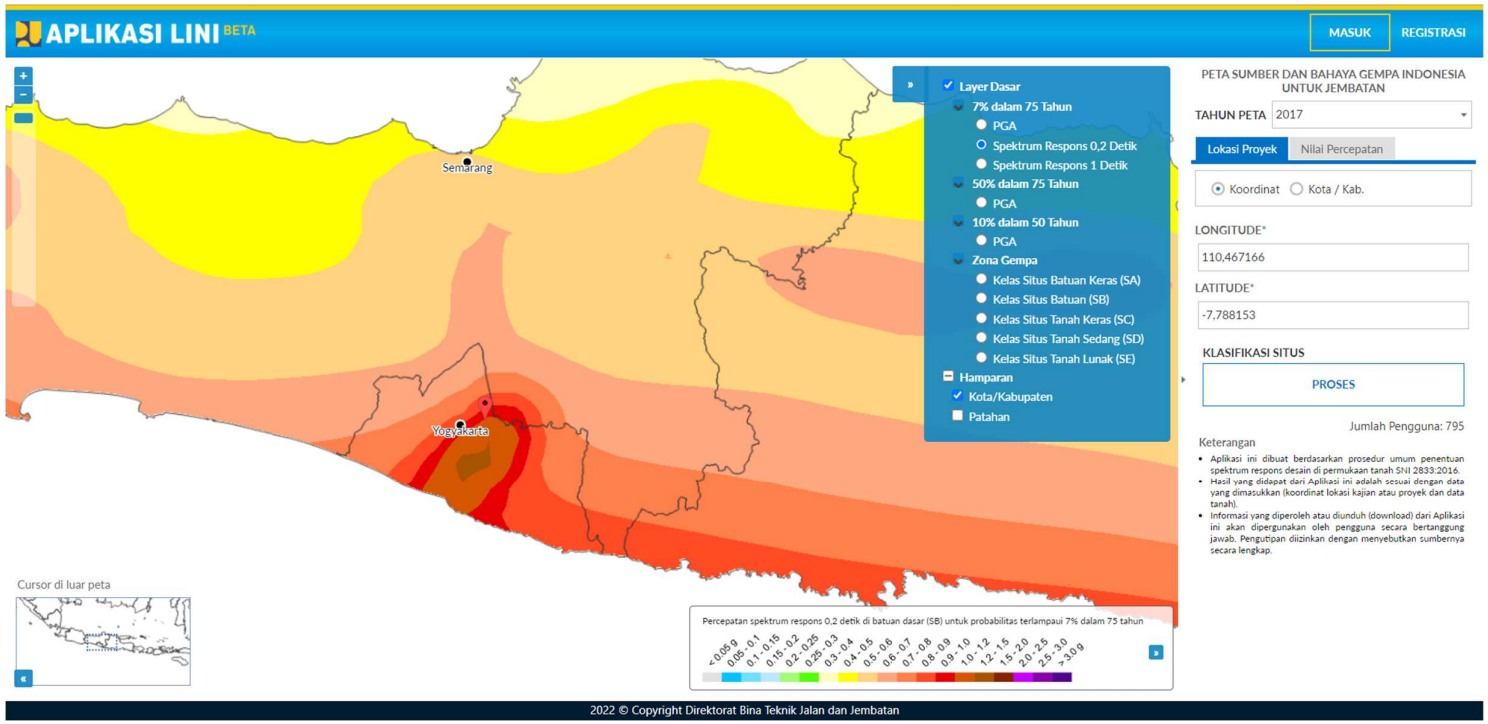
Latitude = -7,788153

Dari data koordinat tersebut selanjutnya dicari nilai *PGA*, *Ss*, dan *S1*. Nilai tersebut dapat dicari pada peta gempa 2017 di SNI 2833:2016 atau pada Aplikasi LINI Bina Marga melaui situs web http://lini.binamarga.pu.go.id/ . Berikut ini merupakan nilai *PGA*, *Ss*, dan *S1* yang didapat dari Aplikasi LINI Bina Marga yang ditampilkan pada Gambar 5.37, Gambar 5.38, dan Gambar 5.39.



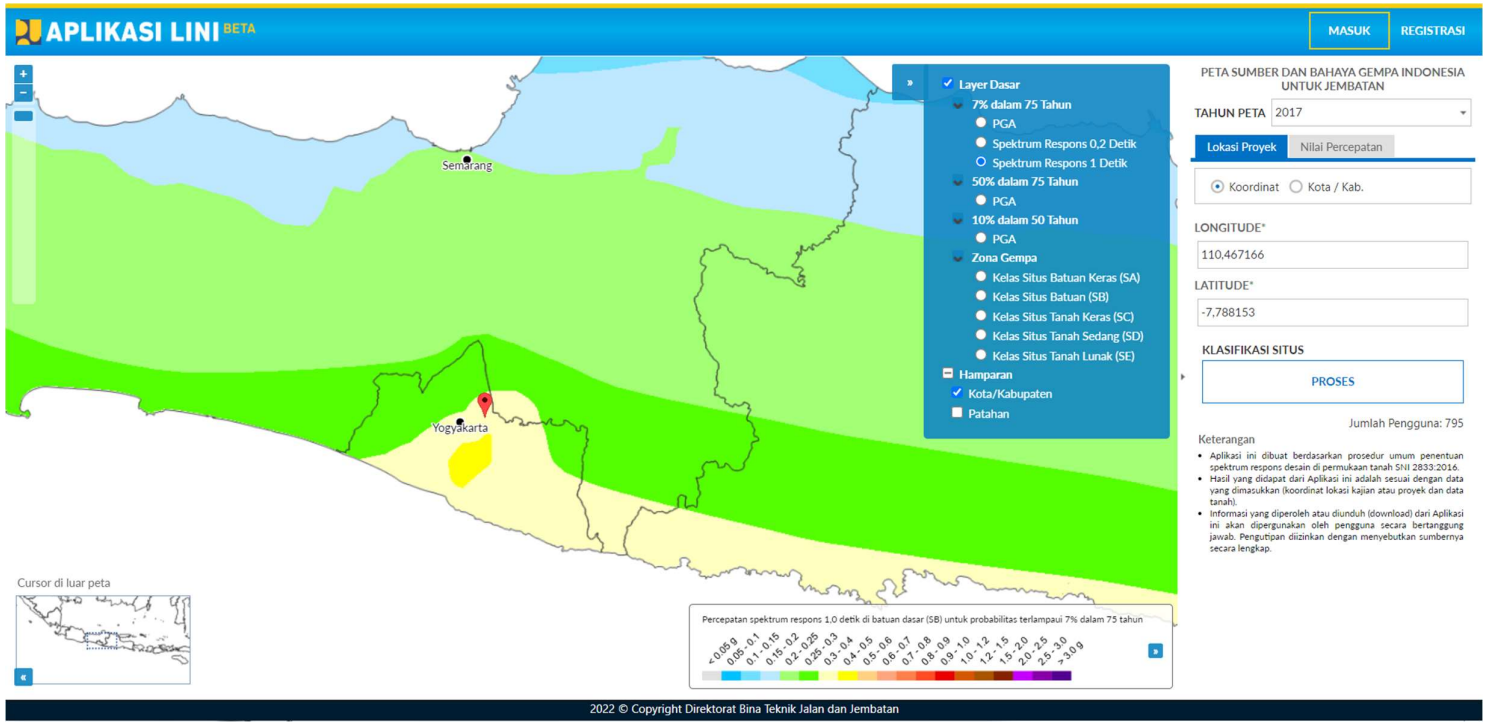
Gambar 5.37 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)



Gambar 5.38 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (Ss)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)



Gambar 5.39 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar(S1)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)

Dari aplikasi tersebut didapatkan data sebagaimana berikut ini.

Percepatan puncak batuan dasar (*PGA*) 7% 75 Tahun = 0,521488 g

Percepatan tanah periode pendek (*Ss*) 7% 75 Tahun = 1,198269 g

Percepatan tanah periode 1 detik (*S1*) 7% 75 Tahun = 0,405105 g

Selanjutnya dicari nilai faktor amplifikasi *FPGA*, *Fa*, dan *Fv* dengan cara interpolasi dari Tabel 5.6 dan Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.8 Faktor Amplifikasi untuk *PGA* dan 0,2 detik

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA > 0,5
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,00	Ss ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 5.9 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik

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

(Sumber: SNI 2833:2016)

Berikut ini merupakan nilai faktor amplifikasi yang didapatkan.

FPGA = 0,9

Fa = 0,9

Fv = 2,4

Setelah didapatkan nilai faktor amplifikasi, selanjutnya melakukan perumusan respons spektra sebagaimana berikut ini.

As = *FPGA* x *PGA*

= 0,9 x 0,521488

= 0,469339 g

SDs = *Fa* x *Ss*

= 0,9 x 1,198269

= 1,078443 g

SD1 = *Fv* x *S1*

= 2,4 x 0,405105

= 0,972252

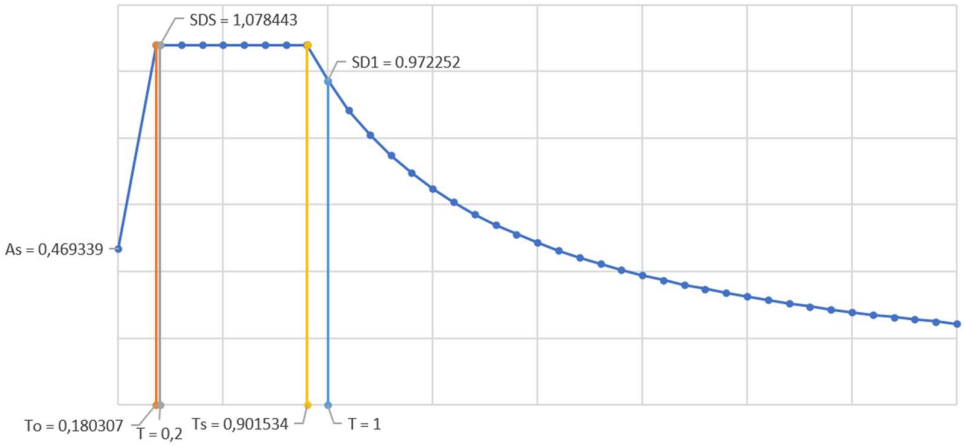
Setelah dilakukan perhitungan, kemudian Menyusun nilai respons spektrum sebagaimana Tabel 5.10 dan Gambar 5.40 berikut ini.

Tabel 5.10 Nilai Respons Spektrum

T	a
0	0,469339
0,180307	1,078443
0,2	1,078443
0,3	1,078443
0,4	1,078443
0,5	1,078443
0,6	1,078443
0,7	1,078443
0,8	1,078443
0,9	1,078443
0,901534	1,078443
1	0,972252
1,1	0,883866
1,2	0,810210
1,3	0,747887
1,4	0,694466
1,5	0,648168
1,6	0,607658

Lanjutan Tabel 5.10 Nilai Respons Spektrum

1,7	0,571913
1,8	0,540140
1,9	0,511712
2	0,486126
2,1	0,462977
2,2	0,441933
2,3	0,422718
2,4	0,405105
2,5	0,388901
2,6	0,373943
2,7	0,360094
2,8	0,347233
2,9	0,335259
3	0,324084
3,1	0,313630
3,2	0,303829
3,3	0,294622
3,4	0,285957
3,5	0,277786
3,6	0,270070
3,7	0,262771
3,8	0,255856
3,9	0,249296
4	0,243063



Gambar 5.40 Grafik Respons Spektrum

3) Berat total struktur atas

Berat total struktur atas yang terdapat dalam perhitungan ini belum termasuk berat *railing* serta berat akibat komponen sambungan. hal tersebut dilakukan karena berat tersebut nilainya kecil sehingga dapat diabaikan.

a) Berat struktur rangka baja

Berikut ini merupakan perhitungan berat struktur rangka baja yang ditunjukkan pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Berat Struktur Rangka Baja

Rangka	Profil	Berat (kg/m)	Panjang Segmen (m)	Banyak	Jumlah (kg)	Jumlah (kN)
Rangka Atas	IWF 500x500x32x32	354,195	5,000	30	53129,25	521,198
Rangka Bawah	IWF 500x500x19x32	319,31	5,000	32	51089,6	501,189
Rangka Diagonal	IWF 500x500x19x32	319,31	9,862	64	201528,883	1976,998
Gelagar Memanjang	IWF 300x150x6,5x9	36,7	5,000	80	14680	144,011
Gelagar melintang	IWF 800x300x14x26	210	9,630	17	34379,1	337,259
Ikatan Angin Atas	IWF 250x175x8x12	63,52	5,425	60	20677,025	202,842
Ikatan Angin Atas Ujung	IWF 350x300x12x19	119,99	9,630	2	2311,007	22,671
Total Berat Struktur Rangka Baja						**3706,168**

b) Berat mati pada pelat lantai kendaraan

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati pada pelat lantai kendaraan yang ditunjukkan pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Berat Mati pada Pelat Lantai Kendaraan

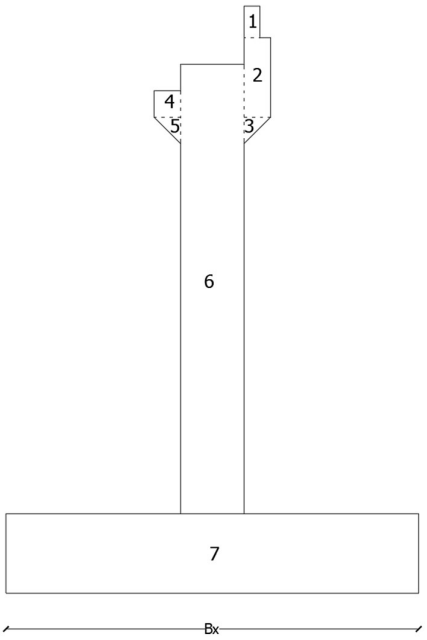
Beton	Berat (kN/m^3)	Volume (m^3)	Jumlah (kN)
Pelat Lantai	24	180	4320
Trotoar	24	40	960
Perkerasan Jalan	22	28	616
Genangan Hujan	10	28	280
Total Berat Struktur Pelat Lantai Kendaraan			**6176**

c) Berat total struktur atas

Wt = Total Berat Struktur Rangka Baja +
Total Berat Struktur Pelat Lantai Kendaraan
= 3706,168 + 6176
= 9882,168 kN

4) Kekakuan struktur (*Kp*)

Kekakuan dihitung berasal dari momen inersia pada komponen breast wall di abutment. Berikut ini merupakan data material serta penampang abutment yang ditunjukkan pada gambar 5.41.



Gambar 5. 41 Penampang Abutment

Bx = 7,8 m	By = 12,6 m	Bbx = 11 m
b1 = 0,3 m	h1 = 0,6 m	b6 = 1,2 m
b2 = 0,5 m	h2 = 1,5 m	h6 = 8,5 m
b3 = 0,5 m	h3 = 0,5 m	
b4 = 0,5 m	h4 = 0,5 m	
b5 = 0,5 m	h5 = 0,5 m	

Mutu beton (*f'c*) = 30 MPa

Modulus elastisitas beton (*Ec*) = $4700\sqrt{f'c}$

= $4700\sqrt{30}$

= 25742,96 MPa

= 25742960 kN/m^2

Lebar abutment (*Bbx*) = 11 m

Panjang *breast wall* (*b6*) = 1,2 m

Lengan *breast wall* (*L*) = *h6*

= 8,5 m

a) Kekakuan struktur arah X

Momen inersia (*Ix*) = $\frac{1}{12}$ x *Bbx* x $b6^3$

= $\frac{1}{12}$ x 11 x $1{,}2^3$

= 1,584 m^4

Kekakuan struktur (*Kp*) = 3 x $\frac{E\ x\ I}{L^3}$

= 3 x $\frac{25742960\ x\ 1{,}584}{8{,}5^3}$

= 199194,866 kN/m

b) Kekakuan struktur arah Y

Momen inersia (*Ix*) = $\frac{1}{12}$ x *b6* x Bbx^3

= $\frac{1}{12}$ x 1,2 x 11^3

= 133,1 m^4

Kekakuan struktur (*Kp*) = 3 x $\frac{E\ x\ I}{L^3}$

= 3 x $\frac{25742960\ x\ 113{,}1}{8{,}5^3}$

= 16737901,908 kN/m

5) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

T = $2\pi\sqrt{\frac{Wt}{g\ .\ Kp}}$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{9882,168}{9,81\ x\ 199194,866}}$$

= 0,446820 detik

b) Periode getar struktur arah Y

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ .\ Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{9882,168}{9,81\ x\ 16737901,908}}$$

= 0,048744 detik

6) Menentukan koefisien respons elastik (*Csm*)

a) Penentuan Csm arah X

T = 0,446820 detik

$Ts = \frac{SD}{SDs}$

$= \frac{0,972252}{1,078443}$

= 0,901534 detik

T0 = 0,2 x *Ts*

= 0,2 x 0,901534

= 0,180307 detik

Karena *T0* < *T* < *Ts*, maka nilai *Csm* sama dengan nilai *SD1*.

Csm = 0,972252 g

b) Penentuan Csm arah Y

T = 0,048744 detik

$Ts = \frac{SD1}{SDs}$

$= \frac{0,972252}{1,078443}$

= 0,901534 detik

T0 = 0,2 x *Ts*

= 0,2 x 0,901534

= 0,180307 detik

Karena *T* < *T0*, maka nilai *Csm* dicari dengan persamaan berikut ini.

$Csm = (SDs - As)\frac{T}{T0} + As$

$= (1{,}078443 - 0{,}469339)\frac{0{,}048744}{0{,}180307} + 0{,}469339$

$= 0{,}634004$ g

7) Gaya gempa rencana

a) Gaya gempa arah X

$EQx = \frac{Csm}{R}$ x Wt

$= \frac{0{,}901534}{2}$ x 9882,168

= 4803,981 kN

Jumlah joint (n) = 8

Gaya gempa per joint = EQx / n

= 4803,981 / 8

= 600,498 kN

b) Gaya gempa arah Y

$EQy = \frac{Csm}{R}$ x Wt

$= \frac{0{,}634004}{2}$ x 9882,168

= 3132,666 kN

Jumlah joint (n) = 66

Gaya gempa per joint = EQy / n

= 3132,666 / 66

= 47,465 kN

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu 100%EQx + 30%EQy dan 100%EQy + 30%EQx. Sehingga perlu dicari nilai 30%EQ sebagaimana berikut ini.

30% EQx = 30% x 600,498

= 180,149 kN

30% EQy = 30% x 47,465

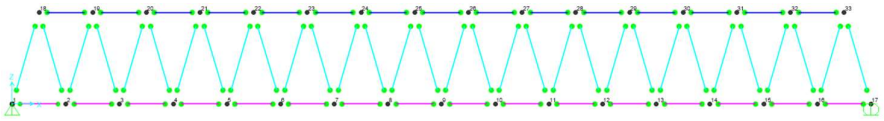
= 14,239 kN

2. Analisis Struktur

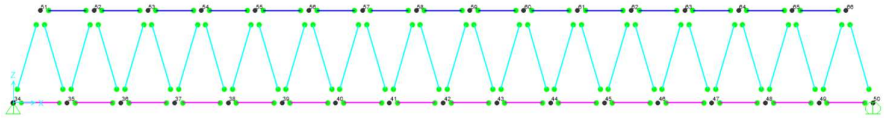
Seluruh beban yang telah dihitung kemudian dimasukkan ke SAP2000 untuk dianalisis. Berikut ini merupakan tahapan pada proses analisis struktur di SAP2000.

a. Pemodelan Rangka Jembatan

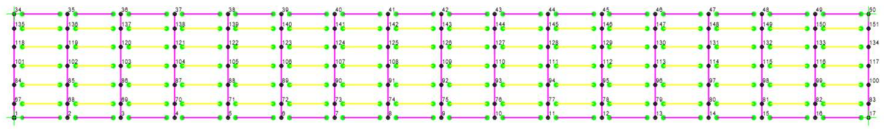
Dalam memodelkan rangka jembatan ke dalam SAP2000, perlu mengikuti beberapa kaidah dalam struktur rangka yaitu bagian rangka utama tidak menerima momen. Oleh karena itu saat memodelkan struktur tersebut, perlu dilakukan *release momen* agar proses analisis struktur dapat sesuai dengan keadaan aslinya. *Release momen* tersebut dilakukan pada rangka utama (batang atas, batang bawah, dan batang diagonal), ikatan angin atas, dan gelagar memanjang. Kemudian tumpuan jembatan dipasang pada setiap ujung bagian rangka utama yang terdiri dari tumpuan sendi-rol. Berikut ini merupakan hasil pemodelan struktur rangka jembatan pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.42, Gambar 5.43, Gambar 5.44, dan Gambar 5.45.



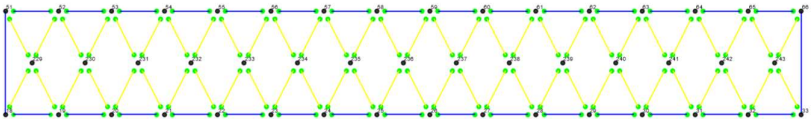
Gambar 5.42 Tampak Kiri Jembatan Pemodelan SAP2000



Gambar 5.43 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000



Gambar 5.44 Tampak Bawah Jembatan Pemodelan SAP2000

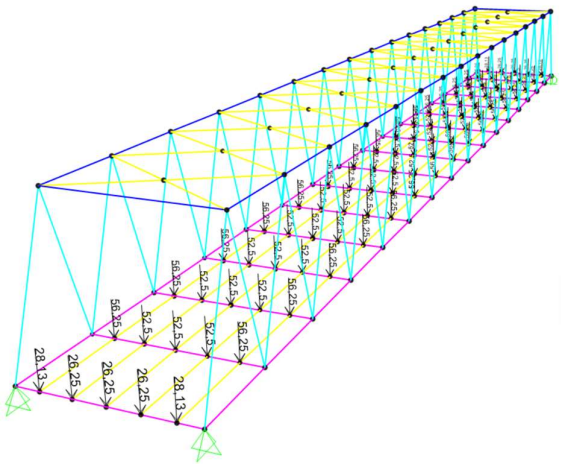


Gambar 5.45 Tampak Atas Jembatan Pemodelan SAP2000

b. Input beban

1) Beban mati sendiri

Input beban mati sendiri dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Kemudian beton diasumsikan sebagai beban, bukan sebagai sruktur komposit. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban mati sendiri pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.46.

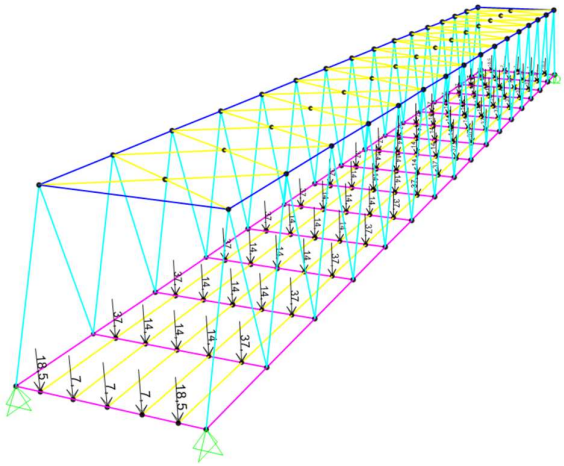


Gambar 5.46 Input Beban Mati Sendiri (MS) pada SAP2000

2) Beban mati tambahan

Input beban mati tambahan dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada

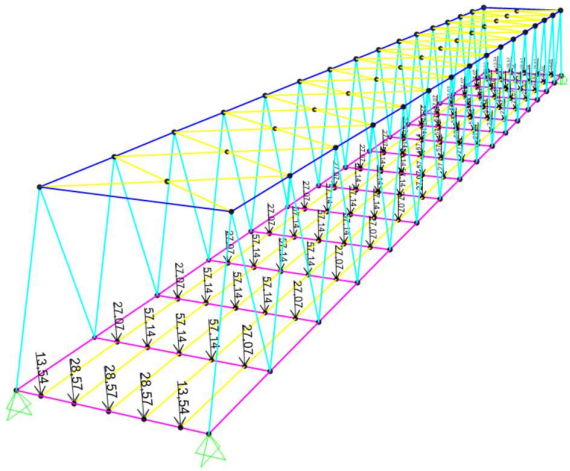
diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban mati tambahan pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.47.



Gambar 5.47 Input Beban Mati Tambahan (MA) pada SAP2000

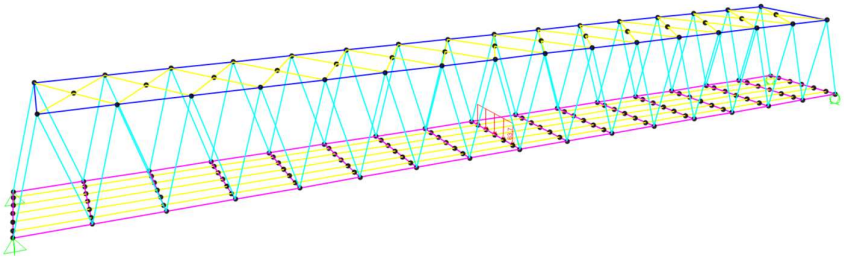
3) Beban TD

Input beban TD dibagi menjadi dua bagian yaitu akibat beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Untuk beban terbagi rata, beban dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban terbagi rata pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.48.



Gambar 5. 48 Input Beban Terbagi Rata (BTR) pada SAP2000

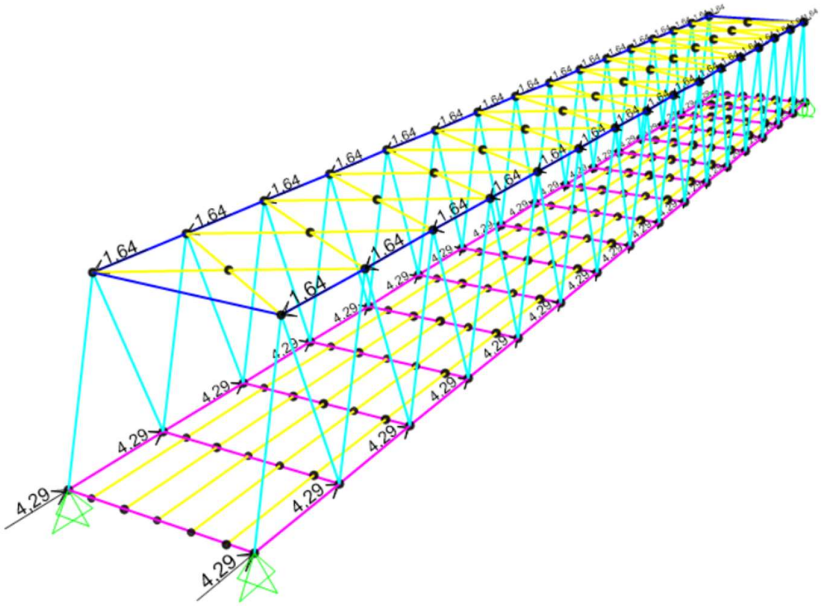
Kemudian untuk beban garis terpusat, beban dibuat menjadi beban garis pada gelagar melintang tengah dengan batasan sesuai dengan lebar jalur lalu lintas. Berikut ini merupakan input beban garis terpusat pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.49.



Gambar 5. 49 Input Beban Garis Terpusat (BGT) pada SAP2000

4) Beban rem

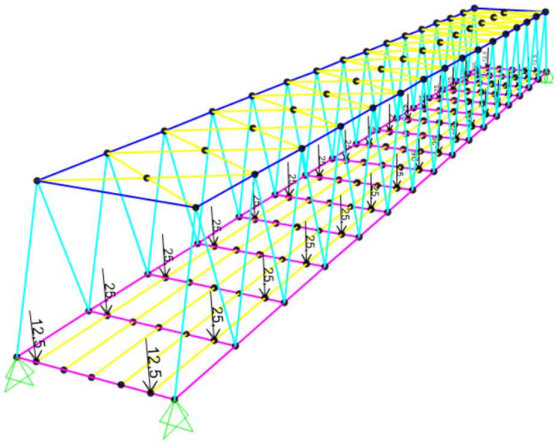
Input beban rem dilakukan pada titik buhul struktur rangka pada bagian atas dan bawah dengan arah yang saling berkebalikan. Hal tersebut dilakukan karena struktur rangka tidak menerima momen sehingga momen tersebut diubah menjadi gaya longitudinal pada masing-masing titik buhulnya. Berikut ini merupakan input beban rem pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.50.



Gambar 5.50 Input Beban Rem (TB) pada SAP2000

5) Beban pejalan kaki

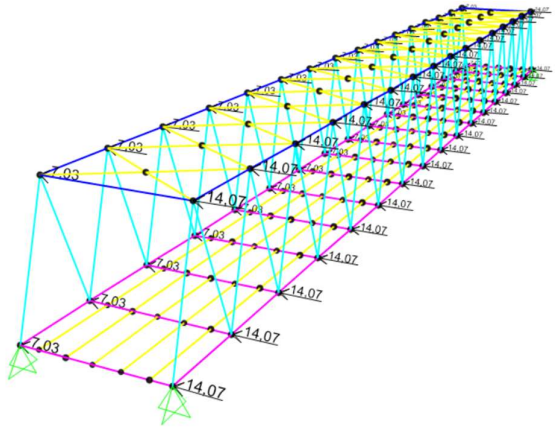
Input beban pejalan kaki dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban pejalan kaki pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.51.



Gambar 5.51 Input Beban Pejalan Kaki (TP) pada SAP2000

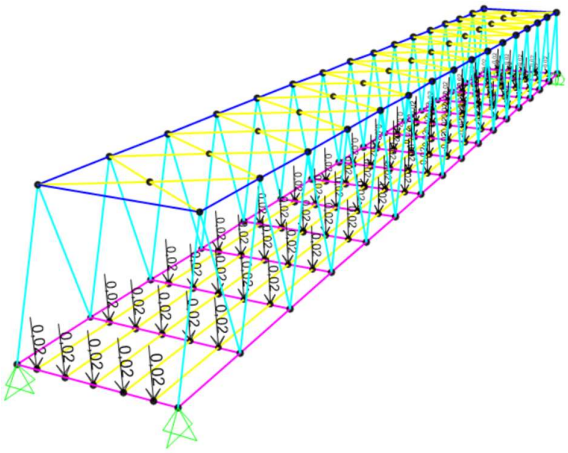
6) Beban angin

Beban angin terbagi menjadi dua bagian yaitu beban angin struktur dan beban angin akibat kendaraan. Untuk input beban angin struktur dilakukan pada joint rangka utama pada kedua sisinya. Untuk angin tekan terjadi pada bagian rangka kanan dengan arah gaya ke arah dalam jembatan sedangkan untuk angin hisap terjadi pada bagian rangka kiri dengan arah gaya keluar jembatan. Berikut ini merupakan input beban angin struktur pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.52.



Gambar 5.52 *Input* Beban *EWs* pada SAP2000

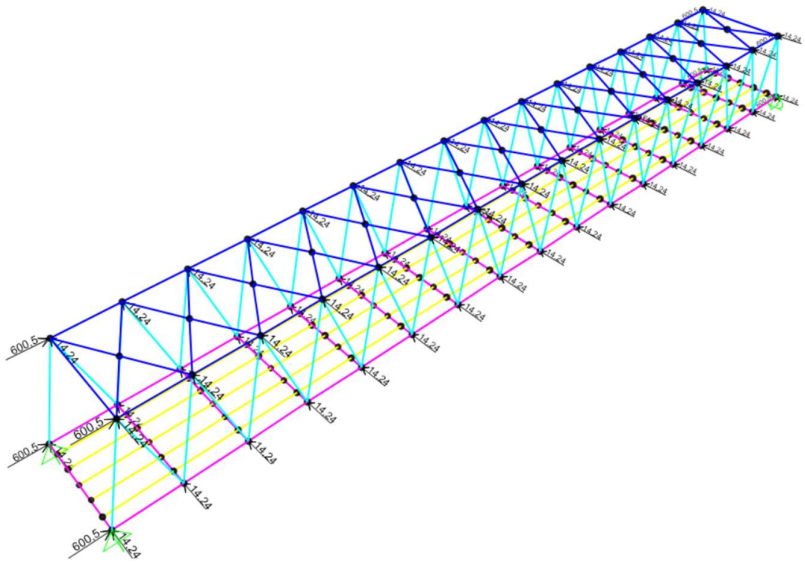
Untuk input beban angin kendaraan dilakukan pada joint di bawah lajur lalu lintas dengan arah gaya ke bawah. Berikut ini merupakan input beban angin akibat kendaraan pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.53.



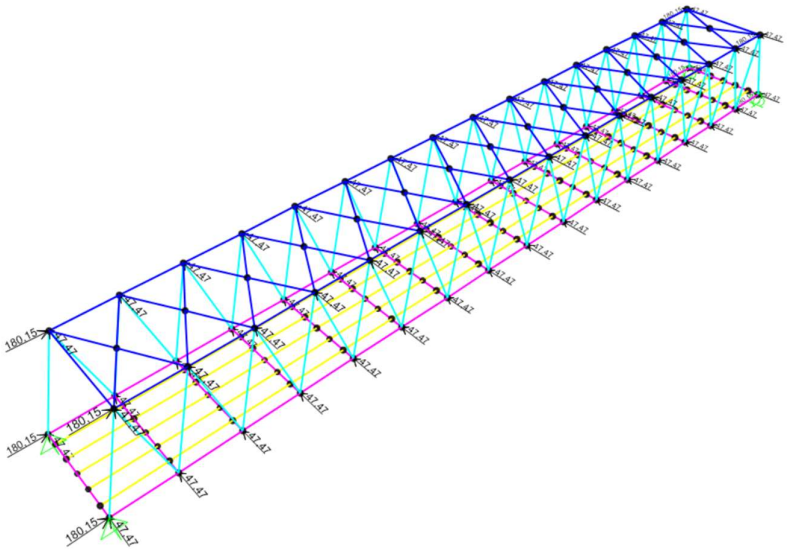
Gambar 5.53 *Input* Beban *EWl* pada SAP2000

7) Beban gempa

Input beban gempa terbagi menjadi dua bagian yaitu gempa arah X (EQx) dan gempa arah Y (EQx). Beban gempa tersebut dimasukkan pada rangka utama sebagai beban titik di setiap *joint*-nya. Beban gempa arah X memberikan 100% gaya gempa arah X dan 30% gaya gempa arah Y. Kemudian beban gempa arah Y memberikan 100% gaya gempa arah Y dan 30% gaya gempa arah X. Berikut ini merupakan input beban gempa pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.54 dan Gambar 5.55.



Gambar 5.54 *Input* Beban Gempa EQx



Gambar 5.55 *Input* Beban Gempa EQy

c. Kombinasi pembebanan

Analisis struktur yang terjadi harus diberikan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1725:2016. Kombinasi beban yang digunakan yaitu sebagaimana berikut ini.

Kuat I : $1{,}1MS + 2MA + 1{,}8TD + 1{,}8TB + 1{,}8TP$

Kuat II : $1{,}1MS + 2MA + 1{,}4TD + 1{,}4TB + 1{,}4TP$

Kuat III : $1{,}1MS + 2MA + 1{,}4EWs$

Kuat IV : $1{,}1MS + 2MA$

Kuat V : $1{,}1MS + 2MA + 0{,}4\ EWs + 1\ EW_L$

Ekstrim I EQx : $1{,}1MS + 2MA + 0{,}3TD + 0{,}3TB + 0{,}3TP + EQx + 0{,}3EQy$

Ekstrim I EQy : $1{,}1MS + 2MA + 0{,}3TD + 0{,}3TB + 0{,}3TP + 0{,}3EQx + EQy$

Ekstrim II : $1{,}1MS + 2MA + 0{,}5TD + 0{,}5TB + 0{,}5TP$

Layan I : $MS + MA + TD + TB + TP + 0{,}3EWs + 1\ EW_L$

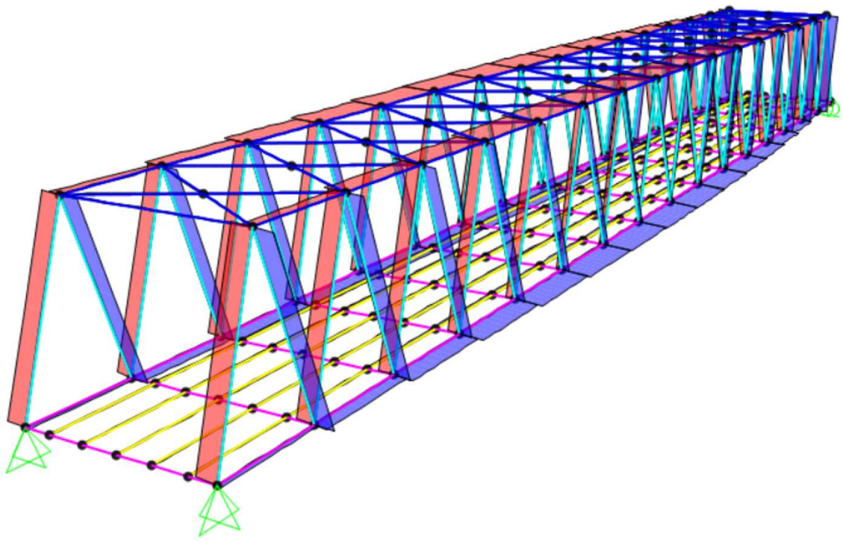
Layan II : $MS + MA + 1{,}3TD + 1{,}3TB + 1{,}3TP$

Layan III : $MS + MA + 0{,}8TD + 0{,}8TB + 0{,}8TP$

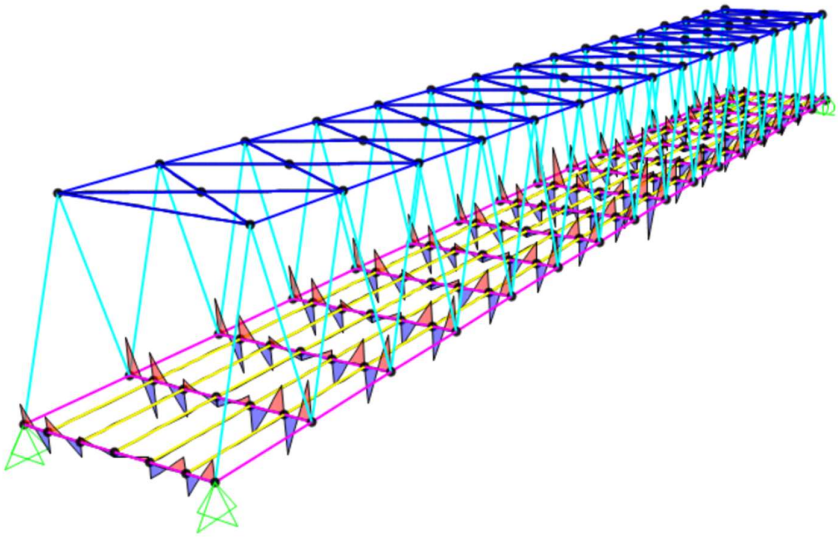
Layan IV : $MS + MA + 0{,}7EWs$

d. Hasil analisis struktur

Setelah dilakukan analisis, kemudian diambil kombinasi pembebanan yang memberikan nilai terbesar sesuai dengan kebutuhannya. Berikut ini merupakan grafik NFD dan BMD pada kombinasi beban Kuat I hasil analisis struktur pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.56 dan Gambar 5.57.



Gambar 5.56 Grafik NFD Kombinasi Kuat I pada SAP2000



Gambar 5.57 Grafik BMD Kombinasi Kuat I pada SAP2000

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dari hasil analisis struktur pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Tabel 5.13, Tabel 5.14, Tabel 5.15, Tabel 5.16, dan Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5.13 Rekap Gaya Batang Rangka Atas

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	12776,32	0
Kuat II	11528,92	0
Kuat III	7252,322	0
Kuat IV	7163,058	0
Kuat V	7189,409	0
Ekstrim I EQx	8197,288	0
Ekstrim I EQy	8333,071	0
Ekstrim II	8722,296	0
Daya Layan I	8756,938	0
Daya Layan II	9672,506	0
Daya Layan III	8113,268	0
Daya Layan IV	5663,119	0

Tabel 5.14 Rekap Gaya Batang Rangka Bawah

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	0	10369,139
Kuat II	0	9356,139
Kuat III	0	5813,524
Kuat IV	0	5810,638
Kuat V	0	5812,149
Ekstrim I EQx	0	7559,542
Ekstrim I EQy	0	6874,327
Ekstrim II	0	7076,888
Daya Layan I	0	7092,278
Daya Layan II	0	7850,723
Daya Layan III	0	6584,472
Daya Layan IV	0	4559,915

Tabel 5.15 Rekap Gaya Batang Rangka Diagonal

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	5165,073	5115,074
Kuat II	4686,58	4636,581
Kuat III	3191,935	3140,404
Kuat IV	3011,855	2961,856
Kuat V	3063,658	3013,222
Ekstrim I EQx	3512,942	3462,512
Ekstrim I EQy	3910,692	3858,883
Ekstrim II	3609,971	3559,972
Daya Layan I	3602,239	3556,457
Daya Layan II	3922,168	3876,715
Daya Layan III	3324,052	3278,598
Daya Layan IV	2457,106	2410,887

Tabel 5.16 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Tengah

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	3,5	3,5
Kuat II	3,193	3,193
Kuat III	181,318	177,082
Kuat IV	2,118	2,118
Kuat V	53,318	49,082
Ekstrim I EQx	221,652	221,652
Ekstrim I EQy	637,652	637,652
Ekstrim II	2,502	2,502
Daya Layan I	40,829	35,971
Daya Layan II	2,659	2,659
Daya Layan III	2,275	2,275
Daya Layan IV	91,261	87,939

Tabel 5.17 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Ujung

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	0	3,107
Kuat II	0	2,834
Kuat III	0	1,880
Kuat IV	0	1,880
Kuat V	0	1,880
Ekstrim I EQx	0	2,084
Ekstrim I EQy	0	130,084
Ekstrim II	0	2,220
Daya Layan I	0	2,156
Daya Layan II	0	2,360
Daya Layan III	0	2,019
Daya Layan IV	0	1,474

3. Perencanaan Batang Rangka Atas

Dalam merencanakan batang rangka atas, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tekan pada batang rangka atas sebesar 12776,32 kN dalam kombinasi beban Kuat I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 500 x 500 x 32 x 32

h = 500 mm

b = 500 mm

tw = 32 mm

tf = 32 mm

Ag = 45952 mm^2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

G = 80000 MPa

Ix = 1976000000 mm^4

Iy = 667900000 mm^4

rx = 207,365 mm

ry = 120,556 mm

L = 5000 mm

b. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$\lambda = b/t$

$= (0{,}5 \times 500)/32$

$= 7{,}813$

$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{Fy}}$

$= \frac{170}{\sqrt{410}}$

$= 8{,}396$

Karena $\lambda < \lambda p$, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140$

$= \frac{1 \; x \; 5000}{120{,}556} \leq 140$

$= 41{,}474 \leq 140$ **OK!!!**

c. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$\lambda c = \frac{KL}{ry\,\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$

$= \frac{1 \; x \; 5000}{120{,}556 \; \pi}\sqrt{\frac{410}{200000}}$

$= 0{,}598$

Karena λc < 1,5, maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihutung sebagaimana berikut ini.

$Pn = (0{,}66)^{\lambda c^2} \times Ag \times Fy$

$= (0{,}66)^{0{,}598^2} \times 45952 \times 410$

$= 16241045{,}920$ N

$= 16241{,}046$ kN

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan aksial tekan (φ) = 0,85

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,85 x 16241,046
= 13804,889 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 13804,889 kN

Kuat tekan ultimate (Pu) = 12776,315 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

4. Perencanaan batang rangka bawah

Dalam merencanakan batang rangka bawah, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tarik pada batang rangka bawah sebesar 10369,139 kN dalam kombinasi beban Kuat I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 500 x 500 x 19 x 32

h = 500 mm

b = 500 mm

tw = 19 mm

tf = 32 mm

Ag = 40676 mm^2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

G = 80000 MPa

Ix = 1886000000 mm^4

Iy = 666900000 mm^4

rx = 216,3825 mm

ry = 128,6676 mm

L = 5000 mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

Pn = Ag x Fy

= 40676 x 410

= 16677160 N

= 16677,16 kN

2) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan leleh (φ) = 0,9

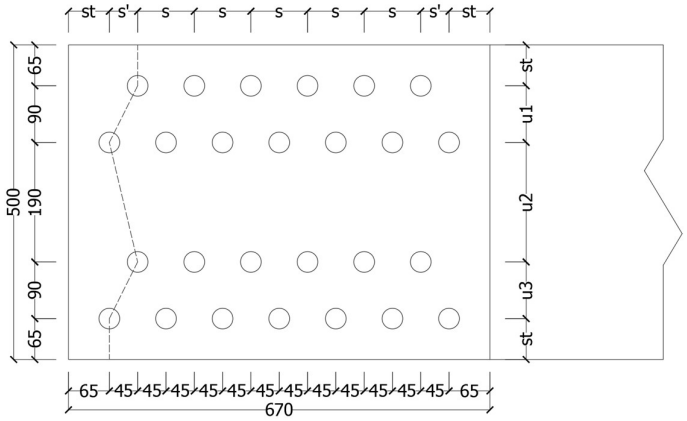
Kuat tarik nominal terfaktor (φPn) = 0,9 x 16677,16

= 15009,444 kN

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (*Ant*)

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.58 berikut ini.



Gambar 5.58 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Bawah

Ag = 40676 mm2

n = 8

dh = 33 mm

t = 32 mm

s = 45 mm

u1 = 90 mm

u2 = 190 mm

u3 = 90 mm

$Ant = Ag - n.dh.t + \sum \frac{s^2 t}{4u}$

$= 40676 – (8 \text{ x } 33 \text{ x } 32) + 2 \frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 90} + 2 \frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 190} + 2 \frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 90}$

$= 33118{,}526 \text{ mm}^2$

2) Luas penampang efektif (*Ae*)

Ae = *Ant* x *U*

= 33118,526 x 0,9

= 29806,674 mm^2

3) Kuat tarik nominal

Pn = *Ae* x *Fu*

= 29806,674 x 550

= 16393670,5 N

= 16393,671 kN

4) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur (φ) = 0,75

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,75 x 16393,671

= 12295,253 kN

d. Kuat tarik nominal terfaktor pakai

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nomial terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

φPn = 12295,253 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tarik nominal terfaktor (φPn) = 12295,253 kN

Kuat tarik *ultimate* (*Pu*) = 10369,139 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

5. Perencanaan batang diagonal tekan

Dalam merencanakan batang diagonal tekan, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tekan pada batang diagonal sebesar 5165,073 kN dalam kombinasi beban Kuat I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 500 x 500 x 19 x 32

h = 500 mm

b = 500 mm

tw = 19 mm

tf = 32 mm

Ag = 40676 mm^2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

Ix = 1886000000 mm4

Iy = 666900000 mm4

rx = 216,3825 mm

ry = 128,6676 mm

L = 9861,541 mm

a. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$\lambda = b/tf$

$= (0{,}5 \times 500)/32$

$= 7{,}813$

$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{Fy}}$

$= \frac{170}{\sqrt{410}}$

$= 8{,}396$

Karena λ < λp, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140$

$= \frac{1\ x\ 9861{,}541}{128{,}6676} \leq 140$

$= 76{,}644 \leq 140$ **OK!!!**

b. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$\lambda c = \frac{KL}{ry\,\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$

$= \frac{1\ x\ 9861{,}541}{128{,}6676\ \ \pi}\sqrt{\frac{410}{200000}}$

$= 1{,}105$

Karena λc < 1,5, maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihutung sebagaimana berikut ini.

$Pn = (0{,}66)^{\lambda c^2}$ x Ag x Fy

$= (0{,}66)^{1{,}105^2}$ x 40676 x 410

= 10044830,971 N

= 10044,831 kN

c. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan aksial tekan (φ) = 0,85

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,85 x 8538,106

= 8538,106 kN

d. Cek keamanan penampang

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 8538,106 kN

Kuat tekan ultimate (Pu) = 5165,073 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

6. Perencanaan Batang Diagonal Tarik

Dalam merencanakan batang diagonal tarik, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tarik pada batang diagonal sebesar 5115,074 kN dalam kombinasi beban Kuat I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 500 x 500 x 19 x 32

h = 500 mm

b = 500 mm

tw = 19 mm

tf = 32 mm

Ag = 40676 mm2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

G = 80000 MPa

Ix = 1886000000 mm4

Iy = 666900000 mm4

rx = 216,3825 mm

ry = 128,6676 mm

L = 9861,541 mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

5) Kuat tarik nominal

$Pn = Ag \times Fy$

= 40676 x 410

= 16677160 N

= 16677,16 kN

6) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan leleh (φ) = 0,9

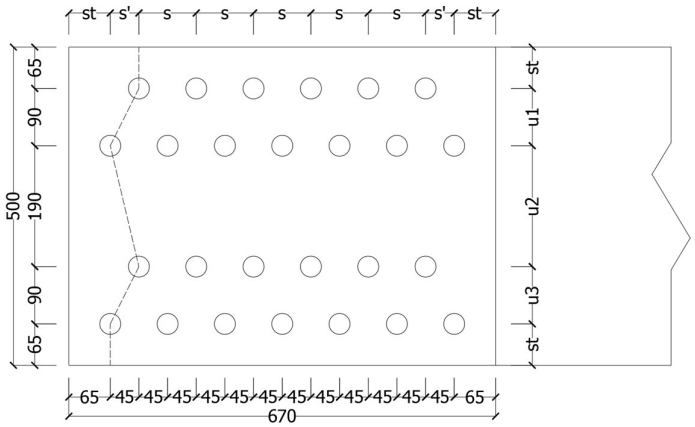
Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,9 x 16677,16

= 15009,444 kN

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

3) Luas penampang netto (*Ant*)

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.59 berikut ini.



Gambar 5.59 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Diagonal

Ag = 40676 mm^2

n = 8

dh = 33 mm

t = 32 mm

s = 45 mm

u1 = 90 mm

u2 = 190 mm

u3 = 90 mm

$Ant = Ag - n.dh.t + \sum \frac{s^2 t}{4u}$

$= 40676 - (8 \text{ x } 33 \text{ x } 32) + 2\,\frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 90} + 2\,\frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 190} + 2\,\frac{45^2 \, x \, 32}{4 \, x \, 90}$

= 33118,526 mm^2

4) Luas penampang efektif (*Ae*)

Ae = *Ant* x *U*

= 33118,526 x 0,9

= 29806,674 mm^2

5) Kuat tarik nominal

Pn = *Ae* x *Fu*

= 29806,674 x 550

= 16393670,5 N

= 16393,671 kN

6) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur (φ) = 0,75

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,75 x 16393,671

= 12295,253 kN

d. Kuat tarik nominal terfaktor pakai

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nomial terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

φPn = 12295,253 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tarik nominal terfaktor (φPn) = 12295,253 kN

Kuat tarik *ultimate* (Pu) = 5115,074 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

7. Perencanaan Ikatan Angin Tengah Tekan

Dalam merencanakan batang ikatan angin tengah, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tekan pada batang ikatan angin tengah sebesar 637,652 kN dalam kombinasi beban Ekstrim I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 300 x 175 x 9 x 16

h = 300 mm

b = 175 mm

tw = 9 mm

tf = 16 mm

Ag = 8091 mm2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

G = 80000 MPa

Ix = 127500000 mm4

Iy = 14307948 mm4

rx = 126,137 mm

ry = 42,259 mm

L = 5425,332 mm

b. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$\lambda = b/tf$

$= (0{,}5 \times 175)/16$

$= 5{,}469$

$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{Fy}}$

$= \frac{170}{\sqrt{410}}$

$= 8{,}396$

Karena $\lambda < \lambda p$, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140$

$= \frac{1 \; x \; 5425{,}332}{42{,}259} \leq 140$

$= 128{,}383 \leq 140$ **OK!!!**

c. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$\lambda c = \frac{KL}{ry\,\pi}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$

$= \frac{1 \; x \; 5425{,}332}{42{,}259 \;\; \pi}\sqrt{\frac{410}{200000}}$

$= 1{,}850$

Karena $\lambda c > 1{,}5$, maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihutung sebagaimana berikut ini.

$Pn = \frac{0{,}88}{\lambda c^2} \times Ag \times Fy$

$= \frac{0{,}88}{1{,}850^2} \times 8091 \times 410$

= 852704,167 N

= 852,704 kN

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tekan (φ) = 0,85

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,85 x 852,704

= 724,799 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 724,799 kN

Kuat tekan ultimate (Pu) = 637,652 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

8. Perencanaan Ikatan Angin Tengah Tarik

Dalam merencanakan batang ikatan angin tengah, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai tertinggi akibat gaya tarik pada batang ikatan angin tengah sebesar 637,652 kN dalam kombinasi beban Ekstrim I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 300 x 175 x 9 x 16

h = 300 mm

b = 175 mm

tw = 9 mm

tf = 16 mm

Ag = 8091 mm^2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

Ix = 127500000 mm^4

Iy = 14307948 mm^4

rx = 126,137 mm

ry = 42,259 mm

L = 5425,332 mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

Pn = Ag x Fy

= 8091 x 410

= 3317310 N

= 3317,31 kN

2) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik leleh (φ) = 0,9

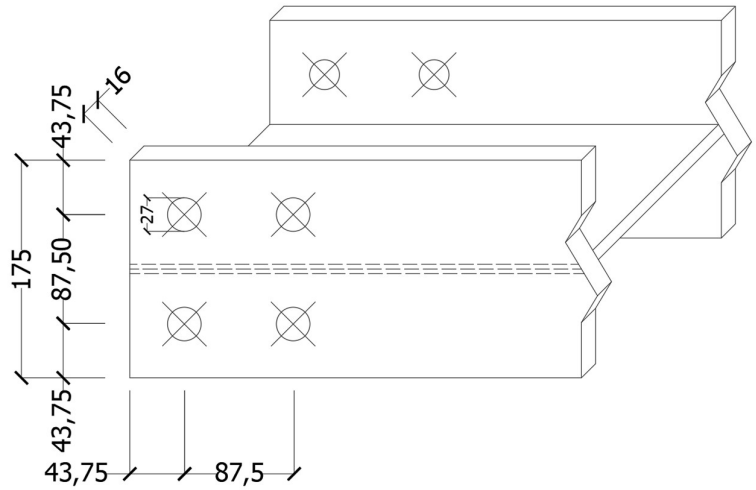
Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,9 x 3317,31

= 2985,579 kN

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (Ant)

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.60 berikut ini.



Gambar 5.60 Penampang Ujung Sisi Depan Batang Ikatan Angin Tengah

Ag = 8091 mm^2

n = 4

dh = 27 mm

t = 16 mm

Ant = *Ag – n.d.t*

= 8091 – (4 x 27 x 16)

= 6363 mm2

2) Luas penampang efektif (*Ae*)

Ae = *Ant* x *U*

= 6363 x 0,9

= 5726,7 mm^2

3) Kuat tarik nominal

Pn = *Ae* x *Fu*

= 5726,7 x 550

= 2347947 N

= 2347,947 kN

4) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur (φ) = 0,75

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,75 x 2347,947

= 1760,960 kN

d. Kuat tarik nominal terfaktor pakai

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nomial terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

φPn = 1760,960 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tarik nominal terfaktor (φPn) = 1760,960 kN

Kuat tarik *ultimate* (*Pu*) = 637,652 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

9. Perencanaan Ikatan Angin Ujung Tarik

Dalam merencanakan batang ikatan angin ujung, perlu diketahui nilai gaya maksimum yang terjadi serta kapasitas penampang yang memenuhi. Dari rekapitulasi gaya batang hasil analisis pada SAP2000, didapatkan nilai

tertinggi akibat gaya tarik pada batang ikatan angin ujung sebesar 130,084 kN dalam kombinasi beban Ekstrim I.

a. Profil penampang

Jenis Profil = IWF 350 x 300 x 12 x 19

h = 350 mm

b = 300 mm

tw = 12 mm

tf = 19 mm

Ag = 15285 mm^2

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

E = 200000 MPa

G = 80000 MPa

Ix = 343000000 mm^4

Iy = 85544928 mm^4

rx = 150,489 mm

ry = 75,158 mm

L = 9630mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

Pn = *Ag* x *Fy*

= 15285 x 410

= 6266850 N

= 6266,85 kN

2) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik leleh (φ) = 0,9

Kuat tekan nominal terfaktor (φNn) = 0,9 x 6266,85

= 5640,165 kN

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (*Ant*)

Karena pada bagian sayap ujung batang tidak terdapat lubang sambungan baut, maka luas penampang netto adalah sebagaimana berikut ini.

$Ant = Ag$

$= 15285 \text{ mm}^2$

2) Luas penampang efektif (*Ae*)

$Ae = Ant \times U$

$= 15285 \times 1$

$= 15285 \text{ mm}^2$

3) Kuat tarik nominal

$Pn = Ae \times Fu$

$= 15285 \times 550$

$= 8406750 \text{ N}$

$= 8406{,}750 \text{ kN}$

4) Kuat tarik nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur (φ) = 0,75

Kuat tekan nominal terfaktor (φPn) = 0,75 x 8406,750

= 6266,85 kN

d. Kuat tarik nominal terfaktor pakai

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi tarik leleh pada penampang gross. Sehingga nilai kuat tarik nomial terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

φPn = 5640,165 kN

e. Cek keamanan penampang

Kuat tarik nominal terfaktor (φPn) = 5640,165 kN

Kuat tarik *ultimate* (*Pu*) = 130,084 kN

$\varphi Pn > Pu$ **Aman!!!**

10. Rekapitulasi kapasitas penampang

Berikut ini merupakan rekapitulasi kapasitas penampang hasil perhitungan yang ditunjukkan pada Tabel 5.18

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kapasitas Penampang

Batang	Kondisi	φPn	Pu	Pu / φPn	Hasil
Gelagar Memanjang IWF 300x150x6,5x9	Komposit	567,068 kNm	369,413 kNm	65,144%	Aman
Gelagar Melintang IWF 800x300x14x26	Lentur	2950,326 kNm	2430,39 kNm	82,377%	Aman
Rangka Atas IWF 500x500x32x32	Tekan	13804,889 kN	12776,315 kN	92,55%	Aman
Rangka Bawah IWF 500x500x19x32	Tarik	12295,253 kN	10369,139 kN	84,33%	Aman
Rangka Diagonal IWF 500x500x19x32	Tekan	8538,106 kN	5165,073 kN	60,49%	Aman
	Tarik	12295,253 kN	5115,074 kN	41,60%	Aman
Ikatan Angin Tengah IWF 300x175x9x16	Tekan	724,799 kN	637,652 kN	87,98%	Aman
	Tarik	1760,960 kN	637,652 kN	36,21%	Aman
Ikatan Angin Ujung IWF 350x300x12x19	Tarik	5640,165 kN	130,084 kN	2,30%	Aman

11. Perencanaan sambungan

Sambungan digunakan untuk menyambungkan dua atau lebih batang pada struktur rangka baja jembatan. Jenis sambungan yang digunakan yaitu sambungan baut dengan pelat buhul. Sambungan jenis ini dipilih karena kemudahan dalam pemasangannya. Selain itu dengan menggunakan sambungan baut dan pelat buhul, jembatan akan lebih mudah dibongkar apabila diperlukan pada kemudian hari. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada setiap batang pada rangka jembatan.

a. Sambungan batang rangka atas

Pada batang atas lebih dominan menerima beban aksial tekan sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tekan yang terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka atas terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tekan pelat. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka atas.

1) Profil batang = IWF 500x500x32x32
   Tebal pelat buhul (*tp*) = 30 mm
   Mutu pelat buhul = BJ55 (*Fy* 410 MPa, *Fu* 550 MPa)
   Mutu baut = A490 (*Fnv* 469 MPa, *Fnt* 780 MPa)
   Diameter baut (*db*) = 30 mm
   Diameter lubang (*dh*) = 33 mm
   Luas baut (*Ab*) = 706,858 mm2
   Luas lubang baut (*Ah*) = 855,299 mm2
2) Kuat geser nominal baut (*φRn1*)
   φRn1 = 0,75 x *Fnv* x *Ab*
   = 0,75 x 469 x 706,858
   = 248637 N
   = 248,637 kN
3) Konfigurasi baut
   a) Kebutuhan baut (*n*)
      n = *φPn*/*φRn1*
      = 13804,889 / 248,637
      = 55,522 ≈ 56 buah
      n pakai = 56 buah
   b) Jarak spasi antar baut (*s*)
      s = 3 x *db*
      = 3 x 30
      = 90 mm
      s pakai = 90 mm

c) Jarak as baut ke tepi sambungan (*st*)

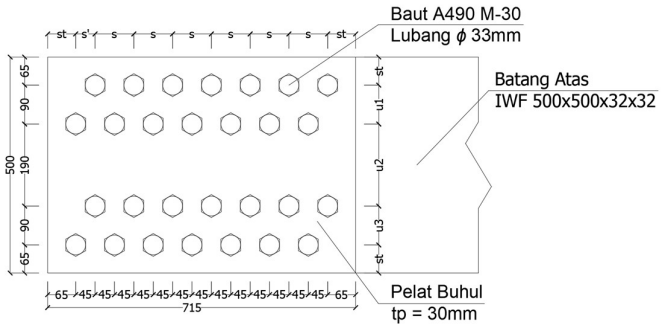
st = 1,25 x db

= 1,25 x 30

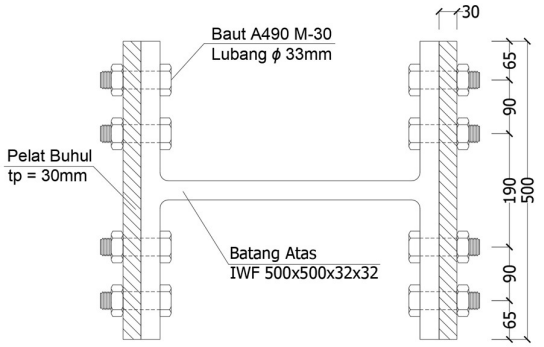
= 37,5 mm

st pakai = 70 mm

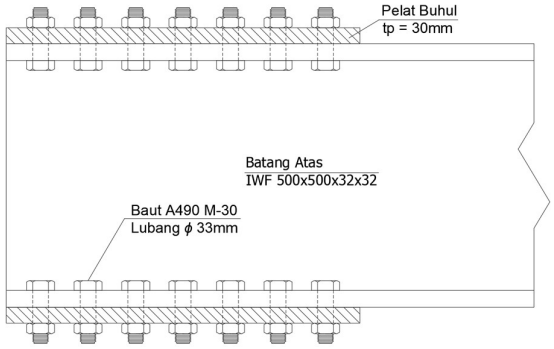
Pada sambungan rangka diagonal, konfigurasi baut dibuat secara seling agar pelat buhul tidak terlalu lebar pada sambungan tersebut. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang rangka atas yang ditunjukkan pada Gambar 5.61, Gambar 5.62, dan Gambar 5.63.



Gambar 5.61 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas

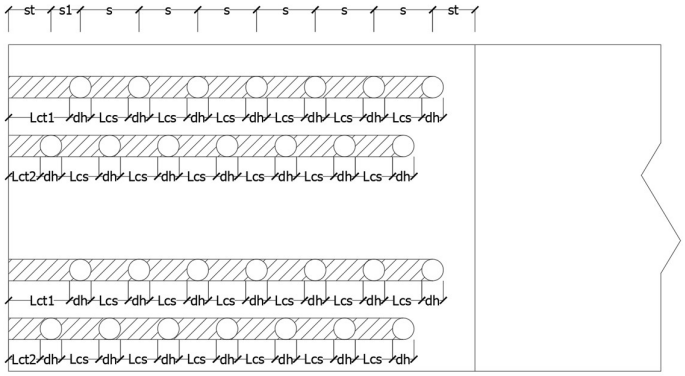


Gambar 5.62 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas



Gambar 5.63 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas

4) Cek kekuatan geser tumpu (*Rn2*)



Gambar 5.64 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Atas

Tebal pelat sayap profil	= 32 mm
Tebal pelat buhul	= 30 mm
Tebal pelat pakai	= 30 mm
Lct1	= st - 0,5 x *dh* + 0,5 x s
	= 65 - 0,5 x 33 + 0,5 x 90
	= 93,5 mm
Lct2	= st - 0,5 x *dh*
	= 65 - 0,5 x 33
	= 48,5 mm
Lcs	= *s* - *dh*

= 90 - 33

= 57 mm

Rnt1a = 1,5 x *Lct1* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 93,5 x 30 x 550

= 2314125 N

Rnt1b = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt1 pakai = 1266300 N

Rnt2a = 1,5 x *Lct2* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 48,5 x 30 x 550

= 1200375 N

Rnt2b = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt2 pakai = 1200375 N

Rns1 = 1,5 x *Lcs* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 57 x 30 x 550

= 1410750 N

Rns2 = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rns pakai = 1266300 N

$\phi Rn2$ = 4 x {0,75 x [(1 x *Rnt1*) + (1 x *Rnt2*) + (11 x *Rns*)]}

= 4x{0,75x[(1x1266300) +(1 x 1200375) + (12 x 1266300)]}

= 52986825 N

= 52986,825 kN

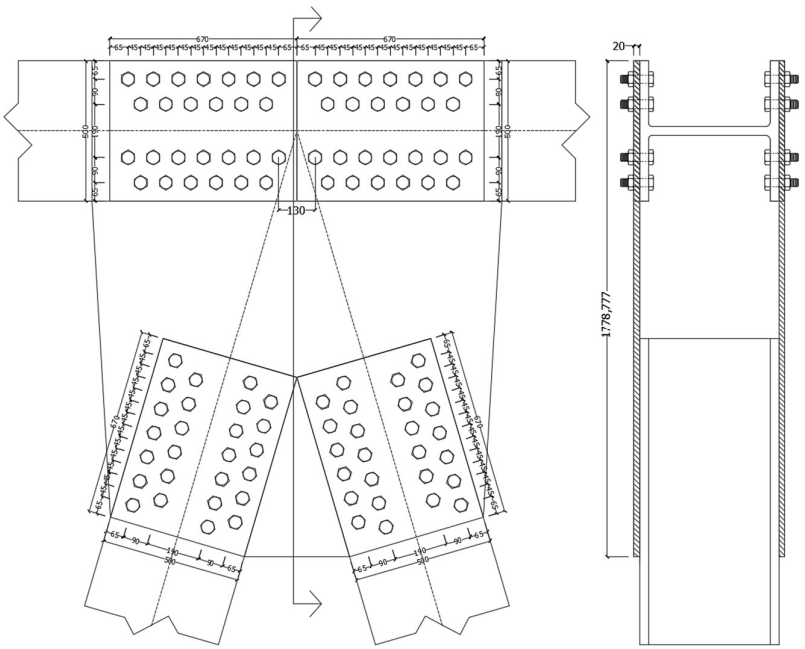
Cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$\varphi Rn2$ > *Pu*

52986,825 > 12776,315 kN **Aman!!!**

5) Cek kekuatan tekan pelat buhul

Berikut ini merupakan gambar potongan bagian tekan pada pelat buhul sambungan batang rangka atas yang ditunjukkan pada Gambar 5.65.



Gambar 5.65 Pelat Buhul Tekan Sambungan Batang Rangka Atas

a) Tebal pelat buhul (tp) = 30 mm

Tinggi bagian tekan (h) = 1778,777 mm

Panjang bagian tekan (*L*) = 130 mm

Luas tampang = *h* x *tp*

= 1778,777 x 30

= 53363,31 mm2

b) Inersia terkecil (*I*) $= \frac{1}{12}\ x\ h\ x\ tp^3$

$= \frac{1}{12}\ x\ 1778{,}777\ x\ 30^3$

= 4002248,25 mm4

c) Radius girasi (*r*) $= \sqrt{\frac{I}{Ag}}$

$$= \sqrt{\frac{4002248,25}{53363,31}}$$

= 8,66 mm

d) Cek keadaan batas

KL/r	≤ 25
(1 x 130) / 8,66	< 25
15,011	< 25

Karena *KL/r* < 25, maka kekuatan elemen tekan pada pelat buhul dihitung sebagaimana berikut ini.

φPnt = 0,85 x *Fy* x *Ag* x Jumlah pelat buhul

= 0,85 x 410 x 53363,31 x 2

= 37194227,07 N

= 37194,227 kN

e) Cek kapasitas kekuatan tekan pelat buhul

φPnt > *Pu*

37194,227 kN > 12776,315 kN **Aman!!!**

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang atas yang ditampilkan pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Atas

No	Jenis Kuat Sambungan	φRn (kN)	Pu (kN)	Pu/ φRn	Keterangan
1.	Kuat geser baut	13923,627	12776,315	91,76%	Aman
2.	Kuat geser tumpu pelat	52986,825	12776,315	24,112%	Aman
3.	Kuat tekan pelat	37194,227	12776,315	34,35%	Aman

b. Sambungan batang rangka bawah

Pada batang bawah lebih dominan menerima beban aksial tarik sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik yang

terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka bawah terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka bawah.

Profil batang = IWF 500x500x19x32
Tebal pelat buhul luar (*tp*) = 30 mm
Tebal pelat buhul dalam (*tp*)= 20 mm
Mutu pelat buhul = BJ55 (Fy 410 MPa, Fu 550 MPa)
Mutu baut = A490 (Fnv 469 MPa, Fnt 780 MPa)
Diameter baut (*db*) = 30 mm
Diameter lubang (*dh*) = 33 mm
Luas baut (*Ab*) = 706,858 mm^2
Luas lubang baut (*Ah*) = 855,299 mm^2

1) Kuat geser nominal baut (*φRn1*)

φRn1 = 0,75 x *Fnv* x *Ab*
= 0,75 x 469 x 706,858
= 248637 N
= 248,637 kN

2) Konfigurasi baut

a) Kebutuhan baut (*n*)

n = *φPn*/*φRn1*
= 12307,123 / 248,637
= 49,498 ≈ 52 buah

n pakai = 52 buah

b) Jarak spasi antar baut (*s*)

s = 3 x *db*
= 3 x 30
= 90 mm

s pakai = 90 mm

c) Jarak as baut ke tepi sambungan (*st*)

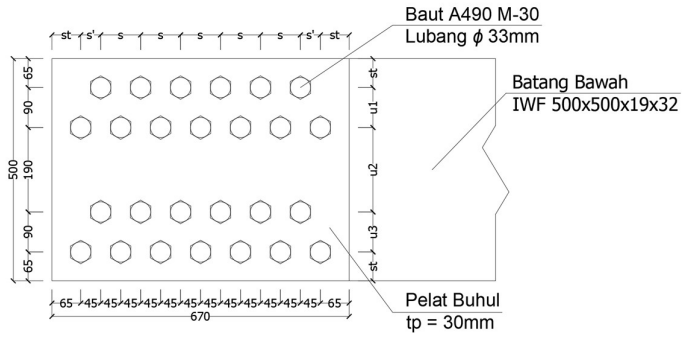
st = 1,25 x *db*

= 1,25 x 30

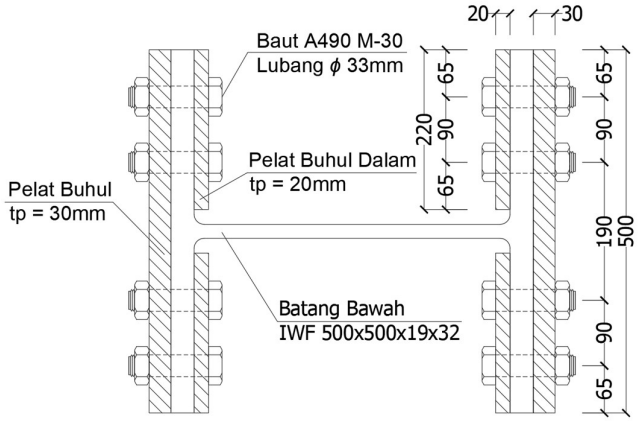
= 37,5 mm

st pakai = 65 mm

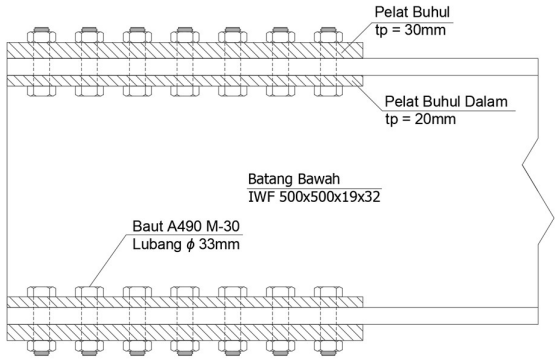
Pada sambungan rangka diagonal, konfigurasi baut dibuat secara seling agar pelat buhul tidak terlalu lebar pada sambungan tersebut. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang rangka bawah yang ditunjukkan pada Gambar 5.66, Gambar 5.67, dan Gambar 5.68



Gambar 5.66 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah

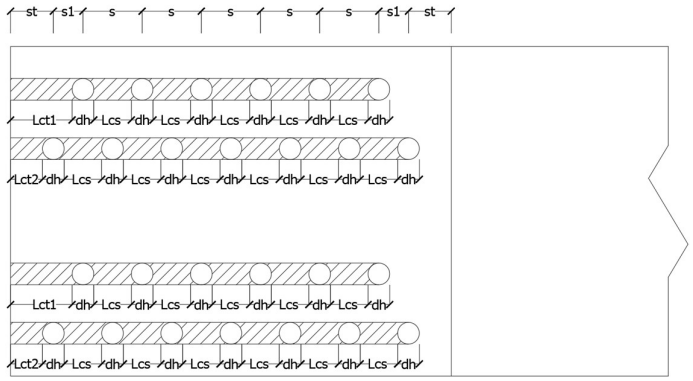


Gambar 5.67 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah



Gambar 5.68 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Bawah

3) Cek kekuatan geser tumpu (*Rn2*)



Gambar 5.69 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Bawah

Tebal pelat sayap profil = 32 mm

Tebal pelat buhul = 30 mm

Tebal pelat pakai = 30 mm

Lct1 = *st* - 0,5 x *dh* + 0,5 x *s*

= 65 - 0,5 x 33 + 0,5 x 90

= 93,5 mm

Lct2 = *st* - 0,5 x *dh*

= 65 - 0,5 x 33

= 48,5 mm

Lcs = *s* - *dh*

= 90 - 33

= 57 mm

Rnt1a = 1,5 x *Lct1* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 93,5 x 30 x 550

= 2314125 N

Rnt1b = 3 x db x t x Fnv

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt1 pakai = 1266300 N

Rnt2a = 1,5 x *Lct2* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 48,5 x 30 x 550

= 1200375 N

Rnt2b = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt2 pakai = 1200375 N

Rns1 = 1,5 x *Lcs* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 57 x 30 x 550

= 1410750 N

Rns2 = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rns pakai = 1266300 N

$\phi Rn2$ = 4 x {0,75 x [(1 x *Rnt1*) + (1 x *Rnt2*) + (11 x *Rns*)]}

= 4x{0,75x[(1x1266300) +(1 x 1200375) + (11 x 1266300)]}

= 49187925 N

= 49187,925 kN

Cek kapasitas kekuatan geser tumpu

φRn2	> *Pu*	
49187,925	> 10369,139 kN	**Aman!!!**

4) Cek kekuatan tarik pelat buhul

a) Tebal pelat buhul luar (*tp1*) = 30 mm

Tebal pelat buhul dalam (*tp2*) = 20 mm

Tinggi bagian tarik pelat luar (*h1*) = 500 mm

Tinggi bagian tarik pelat dalam (*h2*) = 220 mm

Jumlah pelat buhul luar (*n1*) = 2 buah

Jumlah pelat buhul dalam (*n2*) = 4 buah

Luas tampang gross luar (*Ag1*) = *h1* x *tp* x *n1*

= 500 x 30 x 2

= 30000 mm2

Luas tampang gross dalam (*Ag2*) = *h2* x *tp* x *n2*

= 220 x 20 x 4

= 17600 mm2

Luas tampang gross total (*Ag*) = *Ag1* + *Ag2*

= 30000 + 17600

= 47600 mm^2

b) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

φRn tarik 1 = 0,9 x *Ag* x *Fy*

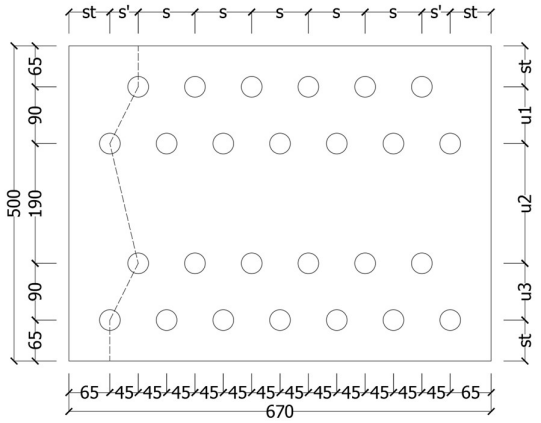
= 0,9 x 47600 x 410

= 17564400 N

= 17564,400 kN

c) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

- Pelat buhul luar



Gambar 5.70 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Luar Batang Bawah

s1 = 45 mm

u1 = 90 mm

u2 = 190 mm

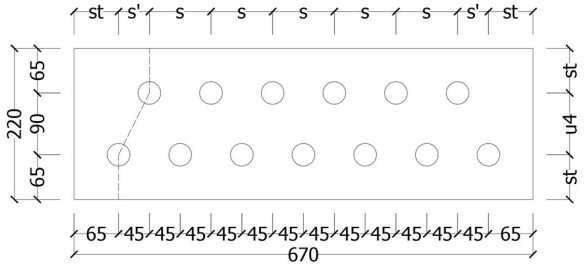
u3 = 90 mm

$Ant1 = Ag1 - n.d.t + \sum \frac{s1^2 t}{4u}$

$= 30000 - (8 \text{ x } 33 \text{ x } 30) + 2\,\frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 90} + 2\,\frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 190} + 2\,\frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 90}$

$= 22914{,}868 \text{ mm}^2$

- Pelat buhul dalam



Gambar 5.71 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Dalam Batang Bawah

s1 = 45 mm

u4 = 90 mm

$Ant2$ $= Ag2 - n.d.tp + \sum \frac{s1^2 t}{4u}$

$= 17600 - (8 \text{ x } 33 \text{ x } 20) + 4 \frac{45^2 \, x \, 20}{4 \, x \, 90}$

$= 12770$ mm2

Ae $= Ant1 + Ant2$

$= 22914{,}868 + 12770$ mm^2

$= 35684{,}868$ mm^2

φRn tarik 2 $= 0{,}75$ x Ae x Fu

$= 0{,}75$ x $35684{,}868$ x 550

$= 14720008{,}05$ N

$= 14720{,}008$ kN

d) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

φRn tarik 1 $= 17564{,}400$ kN

φRn tarik 2 $= 14720{,}008$ kN

Dari kedua kondisi tersebut diambil nilai kuat tarik terkecil sehingga kekuatan tarik pelat buhul yang digunakan adalah φRn tarik 2 atau pada kondisi fraktur.

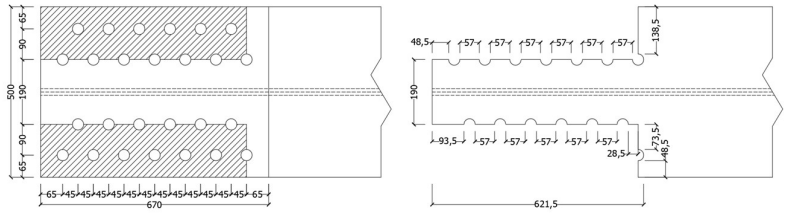
e) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

$\varphi Rn3$ $> Pu$

14720,008 kN > 10369,139 kN **Aman!!!**

5) Cek kekuatan geser blok

Kuat geser blok kondisi ditunjukkan pada gambar 5.72 berikut ini.



Gambar 5.72 Pola Keruntuhan Geser Blok Batang Rangka Bawah

Tebal pelat sayap profil $= 32$ mm

Fy $= 410$ MPa

Fu $= 550$ MPa

Ubs = 0,5

Anv = (48,5+57+57+57+57+57+57+93,5+57+57+57+57 +57+28,5) x 32

= 22320 mm^2

Agv = 621,5 x 2 x 32

= 39776 mm^2

Ant = (138,5+73,5+48,5) x 32

= 8336 mm^2

Rnv = 2 x [(0,6 x *Fu* x *Anv*) + (*Ubs* x *Fu* x *Ant*)]

= 2 x [(0,6 x 550 x 22320) + (0,5 x 550 x 8336)]

= 19316000 N

= 19316 kN

Rny = 2 x [(0,6 x *Fy* x *Agv*) + (*Ubs* x *Fu* x *Ant*)]

= 2 x [(0,6 x 410 x 39776) + (0,5 x 550 x 8336)]

= 30836960 N

= 30836,96 kN

Karena *Rnv* < *Rny*, maka nilai kuat geser blok kondisi digunakan adalah sebagai berikut ini.

φRn4 = 0,75 x 19316

= 14487 kN

Cek kapasitas kekuatan geser blok

φRn4 > *Pu*

14487 kN > 10369,139 kN **Aman!!!**

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang bawah yang ditampilkan pada Tabel 5.20.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah

No	Jenis Kuat Sambungan	φRn (kN)	Pu (kN)	Pu/ φRn	Keterangan
1.	Kuat geser baut	12929,124	10369,139	80,199%	Aman
2.	Kuat geser tumpu pelat	49187,925	10369,139	21,08%	Aman
3.	Kuat tarik pelat	14720,008	10369,139	70,442%	Aman
4.	Kuat blok geser	14487	10369,139	71,575%	Aman

c. Sambungan batang rangka diagonal

Pada batang diagonal lebih dominan menerima beban aksial tarik sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik yang terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka diagonal terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka diagonal.

Profil batang = IWF 500x500x19x32
Tebal pelat buhul (tp) = 30 mm
Mutu pelat buhul = BJ55 (Fy 410 MPa, Fu 550 MPa)
Mutu baut = A490 (Fnv 469 MPa, Fnt 780 MPa)
Diameter baut (db) = 30 mm
Diameter lubang (dh) = 33 mm
Luas baut (Ab) = 706,858 mm^2
Luas lubang baut (Ah) = 855,299 mm^2

1) Kuat geser nominal baut (φRn1)

φRn1 = 0,75 x *Fnv* x *Ab*
= 0,75 x 469 x 706,858
= 248637 N
= 248,637 kN

2) Konfigurasi baut

d) Kebutuhan baut (n)

n = φPn/φRn1

= 12307,123 / 248,637

= 49,498 ≈ 52 buah

n pakai = 52 buah

e) Jarak spasi antar baut (s)

s = 3 x db

= 3 x 30

= 90 mm

s pakai = 90 mm

f) Jarak as baut ke tepi sambungan (st)

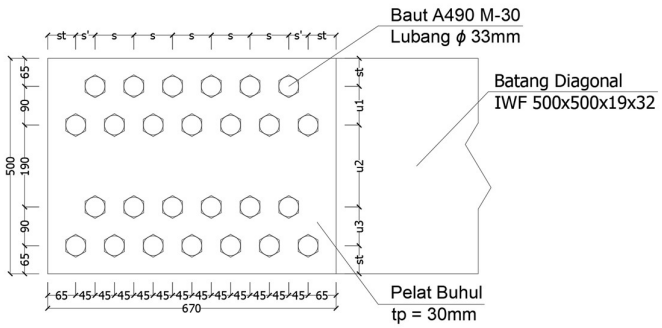
st = 1,25 x db

= 1,25 x 30

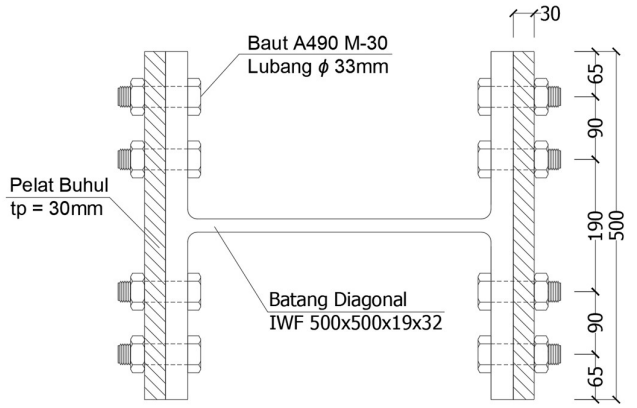
= 37,5 mm

st pakai = 65 mm

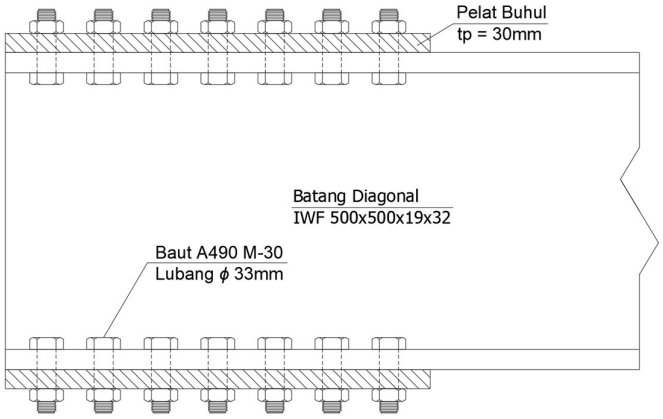
Pada sambungan rangka diagonal, konfigurasi baut dibuat secara seling agar pelat buhul tidak terlalu lebar pada sambungan tersebut. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang rangka bawah yang ditunjukkan pada Gambar 5.73, Gambar 5.74, dan Gambar 5.75.



Gambar 5.73 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal

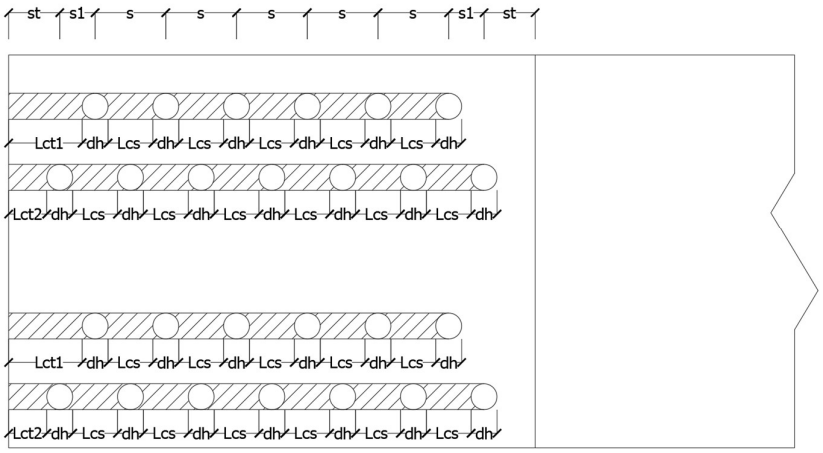


Gambar 5.74 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal



Gambar 5.75 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Diagonal

3) Cek kekuatan geser tumpu (Rn2)



Gambar 5.76 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Batang Bawah

Tebal pelat sayap profil = 32 mm

Tebal pelat buhul = 30 mm

Tebal pelat pakai = 30 mm

Lct1 = *st* - 0,5 x *dh* + 0,5 x *s*

= 65 - 0,5 x 33 + 0,5 x 90

= 93,5 mm

Lct2 = st - 0,5 x *dh*

= 65 - 0,5 x 33

= 48,5 mm

Lcs = s - dh

= 90 - 33

= 57 mm

Rnt1a = 1,5 x *Lct1* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 93,5 x 30 x 550

= 2314125 N

Rnt1b = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt1 pakai = 1266300 N

Rnt2a = 1,5 x *Lct2* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 48,5 x 30 x 550

= 1200375 N

Rnt2b = 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rnt2 pakai = 1200375 N

Rns1 = 1,5 x *Lcs* x *t* x *Fu*

= 1,5 x 57 x 30 x 550

= 1410750 N

Rns2 = 3 x db x t x Fnv

= 3 x 30 x 30 x 469

= 1266300 N

Rns pakai = 1266300 N

ϕRn2 = 4 x {0,75 x [(1 x *Rnt1*) + (1 x i) + (11 x *Rns*)]}

= 4x{0,75x[(1x1266300) +(1 x 1200375) + (11 x 1266300)]}

= 49187925 N

= 49187,925 kN

Cek kapasitas kekuatan geser tumpu

φRn2 > Pu

49187,925 > 5165,073 kN **Aman!!!**

4) Cek kekuatan tarik pelat buhul

a) Tebal pelat buhul (tp) = 30 mm

Tinggi bagian tarik pelat luar (h) = 500 mm

Jumlah pelat buhul luar (n) = 2 buah

Luas tampang gross luar (Ag) = h1 x tp x n1

= 500 x 30 x 2

= 30000 mm^2

b) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

φRn tarik 1 = 0,9 x Ag x Fy

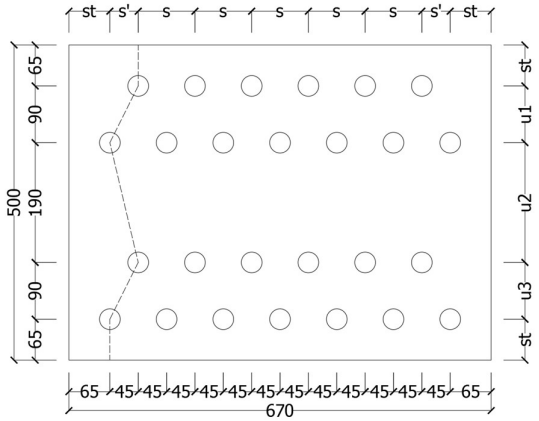
= 0,9 x 30000 x 410

= 11070000 N

= 11070 kN

c) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

Pola keruntuhan akibat tarik fraktur plat buhul batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5.77 berikut ini.



Gambar 5.77 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Luar Batang Bawah

$s1$ = 45 mm

$u1$ = 90 mm

$u2$ = 190 mm

$u3$ = 90 mm

$Ant = Ag - n.d.t + \sum \frac{s1^2 t}{4u}$

$= 30000 - (8 \text{ x } 33 \text{ x } 30) + 2 \frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 90} + 2 \frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 190} + 2 \frac{45^2 \, x \, 30}{4 \, x \, 90}$

= 22914,868 mm2

Ae = Ant

= 22914,868 mm2

φRn tarik 2 = 0,75 x Ae x Fu

= 0,75 x 22914,868 x 550

= 9452383,05 N

= 9452,383 kN

d) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

φRn tarik 1 = 11070 kN

φRn tarik 2 = 9452,383 kN

Dari kedua kondisi tersebut diambil nilai kuat tarik terkecil sehingga kekuatan tarik pelat buhul yang digunakan adalah φRn tarik 2 atau pada kondisi fraktur.

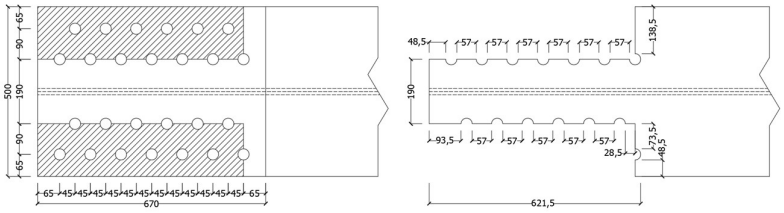
e) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

φRn3 > Pu

9452,383 kN > 5165,073 kN **Aman!!!**

5) Cek kekuatan geser blok

Kuat geser blok kondisi ditunjukkan pada gambar 5.78 berikut ini.



Gambar 5.78 Pola Keruntuhan Geser Blok Batang Rangka Diagonal

Tebal pelat sayap profil = 32 mm

Fy = 410 MPa

Fu = 550 MPa

Ubs = 0,5

Anv = (48,5+57+57+57+57+57+57+93,5+57+57+57+57 +57+28,5) x 32

= 22320 mm^2

Agv = 621,5 x 2 x 32

$= 39776 \text{ mm}^2$

Ant $= (138,5+73,5+48,5) \times 32$

$= 8336 \text{ mm}^2$

Rnv $= 2 \times [(0,6 \times Fu \times Anv) + (Ubs \times Fu \times Ant)]$

$= 2 \times [(0,6 \times 550 \times 22320) + (0,5 \times 550 \times 8336)]$

$= 19316000 \text{ N}$

$= 19316 \text{ kN}$

Rny $= 2 \times [(0,6 \times Fy \times Agv) + (Ubs \times Fu \times Ant)$

$= 2 \times [(0,6 \times 410 \times 39776) + (0,5 \times 550 \times 8336)$

$= 30836960 \text{ N}$

$= 30836,96 \text{ kN}$

Karena *Rnv* < *Rny*, maka nilai kuat geser blok kondisi digunakan adalah sebagai berikut ini.

φRn4 $= 0,75 \times 19316$

$= 14487 \text{ kN}$

Cek kapasitas kekuatan geser blok

φRn4 $> Pu$

14487 kN $> 5165,073 \text{ kN}$ **Aman!!!**

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang diagonal yang ditampilkan pada Tabel 5.21.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Diagonal

No	Jenis Kuat Sambungan	*φRn* (kN)	*Pu* (kN)	*Pu*/ *φRn*	Keterangan
1.	Kuat geser baut	12929,124	5165,073	39,949%	Aman
2.	Kuat geser tumpu pelat	49187,925	5165,073	10,5%	Aman
3.	Kuat tarik pelat	9452,383	5165,073	54,643%	Aman
4.	Kuat blok geser	14487	5165,073	35,653%	Aman

d. Sambungan batang ikatan angin tengah

Pada batang ikatan angin tengah lebih dominan menerima beban aksial tarik sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik yang terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang ikatan angin tengah terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang ikatan angin tengah.

1) Profil batang = IWF 175x175x7,5x11
   Tebal pelat buhul (*tp*) = 10 mm
   Mutu pelat buhul = BJ55 (Fy 410 MPa, Fu 550 MPa)
   Mutu baut = A490 (Fnv 469 MPa, Fnt 780 MPa)
   Diameter baut (*db*) = 24 mm
   Diameter lubang (*dh*) = 27 mm
   Luas baut (*Ab*) = 452,389 mm^2
   Luas lubang baut (*Ah*) = 572,555 mm^2
2) Kuat geser nominal baut
   φRn = 0,75 x *Fnv* x *Ab*
   = 0,75 x 469 x 452,389
   = 159127,831 N
   = 159,128 kN
3) Konfigurasi baut
   a) Kebutuhan baut (*n*)
      n = *φPn*/*φRn1*
      = 1467,923 / 159,128
      = 9,225 ≈ 12 buah
      n pakai = 12 buah
   b) Jarak spasi antar baut (*s*)
      s = 3 x *db*
      = 3 x 24
      = 72 mm
      s pakai = 87,5 mm

c) Jarak as baut ke tepi sambungan (*st*)

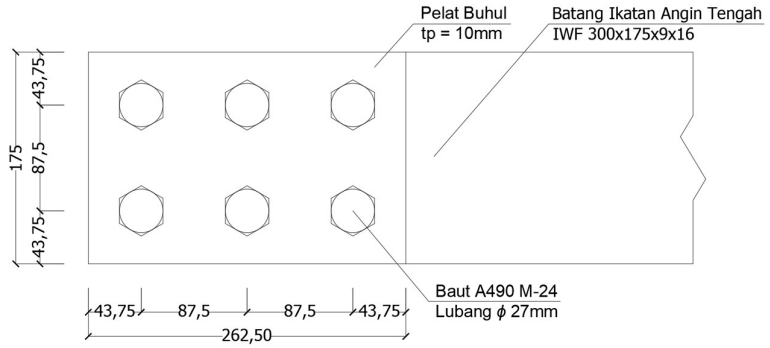
st = 1,25 x *db*

= 1,25 x 24

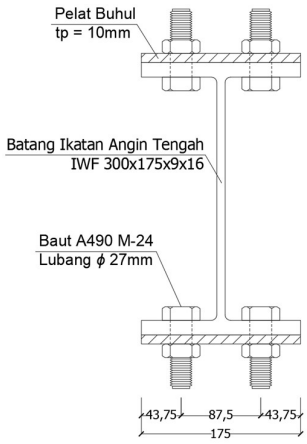
= 30 mm

st pakai = 43,75 mm

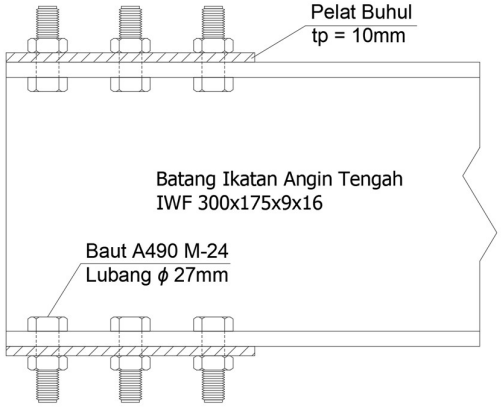
Pada sambungan ikatan angin tengah, konfigurasi baut dibuat sejajar karena masih memiliki ruang yang cukup banyak. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang rangka bawah yang ditunjukkan pada Gambar 5.79, Gambar 5.82, dan Gambar 5.81.



Gambar 5.79 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah

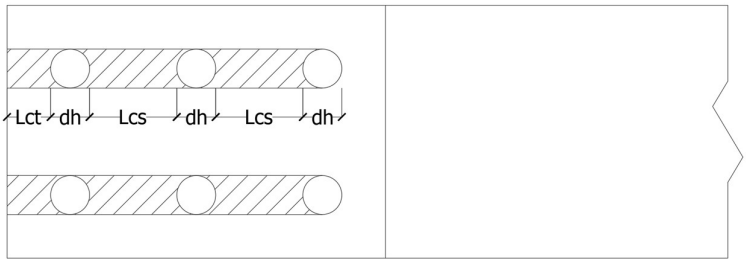


Gambar 5.80 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah



Gambar 5.81 Tampak Samping Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin Tengah

4) Cek kekuatan geser tumpu (*Rn2*)



Gambar 5. 82 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Ikatan Angin Tengah

Tebal pelat sayap profil = 16 mm

Tebal pelat buhul = 10 mm

Tebal pelat pakai = 10 mm

Lct = st - 0,5 x *dh*

= 43,75 - 0,5 x 27

= 30,25 mm

Lcs = s - dh

= 87,5 - 27

= 60,5 mm

Rnt = 1,5 x *Lct* x *t* x *Fu* ≤ 3 x *db* x *t* x *Fnv*

= 1,5 x 30,25 x 10 x 550 ≤ 3 x 24 x 10 x 469

	= 249562,5 N	≤ 337680 N
Rnt pakai	= 249562 N	
Rns	= 1,5 x *Lcs* x *t* x *Fu*	≤ 3 x *db* x *t* x *Fnv*
	= 1,5 x 60,5 x 10 x 550	≤ 3 x 24 x 10 x 469
	= 499125 N	> 337680 N
Rns pakai	= 337680 N	
ϕRn2	= 4 x {0,75 x [(1 x *Rnt*) + (2 x *Rns*)]}	
	= 4 x {0,75 x [(1 x 249562) + (2 x 337680)]}	
	= 2774766 N	
	= 2774,766 kN	

Cek kapasitas kekuatan geser tumpu

φRn	> *Pu*	
2774,766 kN	> 637,652 kN	**Aman!!!**

5) Cek kekuatan tarik pelat buhul

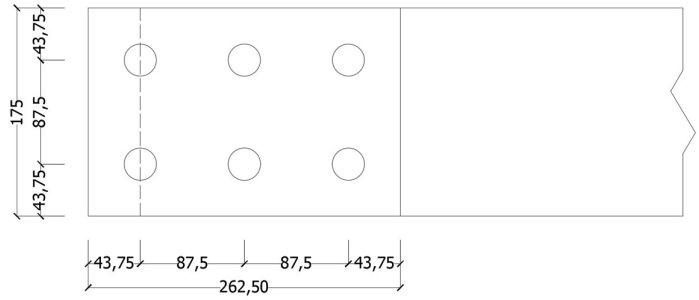
a) Tebal pelat buhul (*tp*) = 10 mm
Tinggi bagian tarik (*h*) = 175 mm
Jumlah pelat = 2 buah
Luas tampang gross (*Ag*) = *h* x *tp* x 2
= 175 x 10 x 2
= 3500 mm2

b) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

φRn1 = 0,9 x *Ag* x *Fy*
= 0,9 x 3500 x 410
= 1291500 N
= 1291,5 kN

c) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

Pola keruntuhan akibat tarik fraktur plat buhul batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5.83 berikut ini.



Gambar 5.83 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur pada Pelat Buhul Batang Ikatan Angin Tengah

Ant $= Ag - n.d.t$

$= 3500 - (4 \times 27 \times 10)$

$= 2420 \text{ mm}^2$

Ae $= An$

$= 2420 \text{ mm}^2$

$\varphi Rn2$ $= 0{,}75 \times An \times Fu$

$= 0{,}75 \times 2420 \times 550$

$= 998250 \text{ N}$

$= 998{,}25 \text{ kN}$

d) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

$\varphi Rn1$ $= 1291{,}5 \text{ kN}$

$\varphi Rn2$ $= 998{,}25 \text{ kN}$

Dari kedua kondisi tersebut diambil nilai kuat tarik terkecil sehingga kekuatan tarik pelat buhul yang digunakan adalah $\varphi Rn2$.

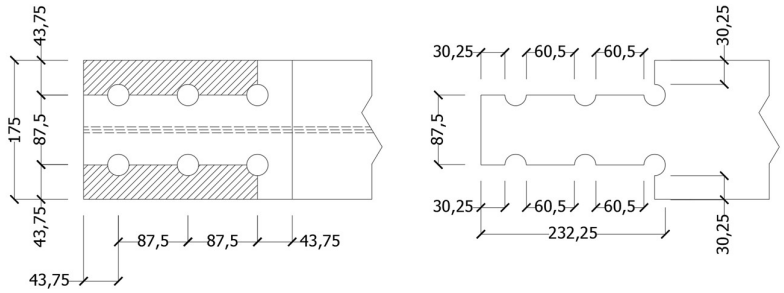
e) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

φRn $> Pu$

998,25 kN $> 637{,}652 \text{ kN}$ **Aman!!!**

6) Cek kekuatan geser blok

Kuat geser blok kondisi ditunjukkan pada gambar 5.84 berikut ini.



Gambar 5.84 Kuat Geser Blok Batang Ikatan Angin Tengah

Tebal pelat sayap profil = 16 mm

Tebal pelat buhul = 10 mm

Tebal pelat pakai = 10 mm

Fu = 410 MPa

Ubs = 0,5

Anv = (30,25 + 60,5 + 60,5 + 30,25 + 60,5 + 60,5) x 10

= 3025 mm^2

Agv = 232,25 x 2 x 10

= 4645 mm^2

Ant = (30,25+30,25) x 10

= 605 mm^2

Rnv = 2 x [(0,6 x *Fu* x *Anv*) + (*Ubs* x *Fu* x *Ant*)

= 2 x [(0,6 x 550 x 3025) + (0,5 x 550 x 605)

= 2329250 N

= 2329,25 kN

Rny = 2 x [(0,6 x *Fy* x *Agv*) + (*Ubs* x *Fu* x *Ant*)

= 2 x [(0,6 x 410 x 4645) + (0,5 x 550 x 605)

= 2623502 N

= 2623,502 kN

Karena *Rnv* < *Rny*, maka nilai kuat geser blok digunakan adalah sebagai berikut ini.

φRn = 0,75 x 2329,25

= 1746,9375 kN

Cek kapasitas kekuatan geser blok

$\varphi Rn > Pu$

1746,9375 kN > 637,652 kN **Aman!!!**

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang ikatan angin tengah yang ditampilkan pada Tabel 5.22.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Ikatan Angin Tengah

No	Jenis Kuat Sambungan	φRn (kN)	Pu (kN)	Pu/ φRn	Keterangan
1.	Kuat geser baut	1909,536	637,652	33,393%	Aman
2.	Kuat geser tumpu pelat	2774,766	637,652	22,98%	Aman
3.	Kuat tarik pelat	998,25	637,652	63,877%	Aman
4.	Kuat blok geser	1746,9375	637,652	36,501%	Aman

e. Rekapitulasi sambungan baut

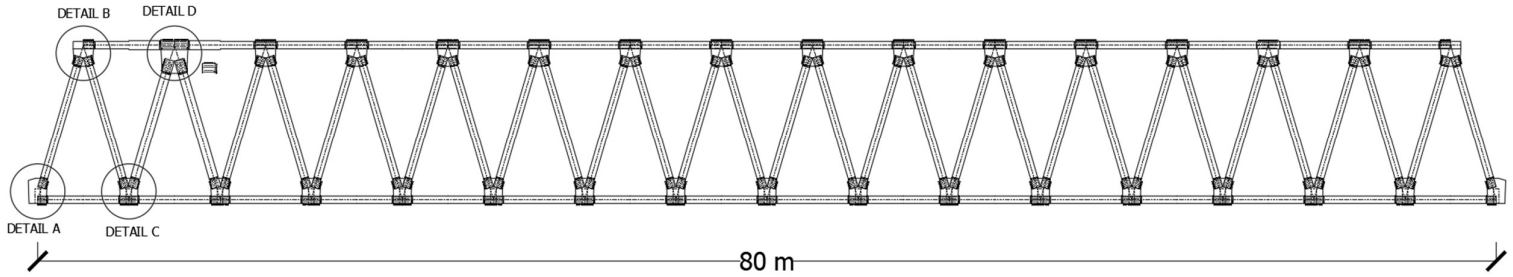
Berikut ini merupakan rekapitulasi sambungan baut yang ditunjukkan pada Tabel 5.23.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Sambungan Baut

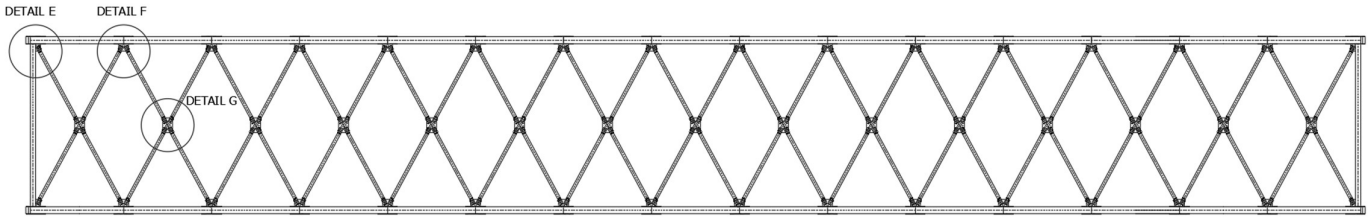
Batang	Jumlah Baut	Konfigurasi
Rangka Atas IWF 500x500x32x32	56	Baut seling
Rangka Bawah IWF 500x500x19x32	52	Baut seling
Rangka Diagonal IWF 500x500x19x32	52	Baut seling
Ikatan Angin Tengah IWF 300x175x9x16	12	Baut sejajar

f. Detail gambar sambungan baut

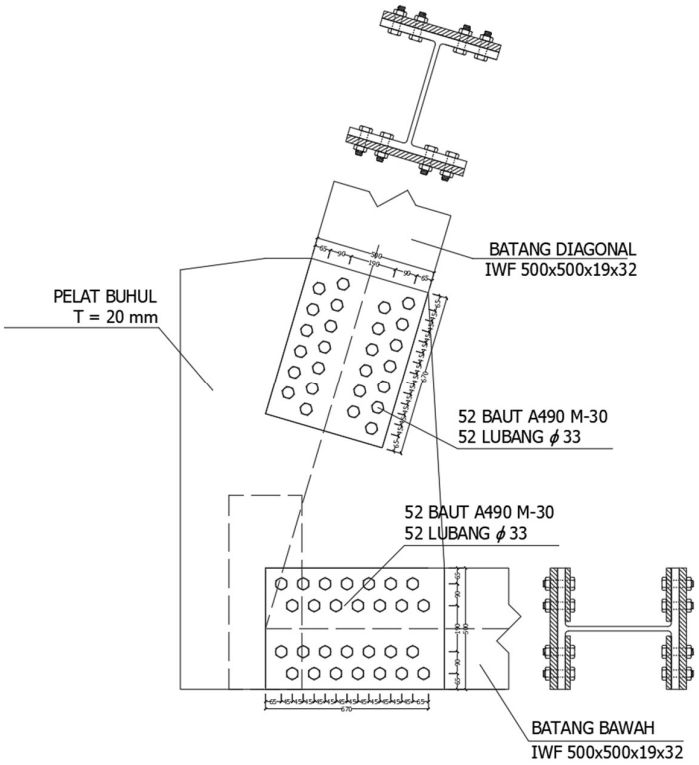
Berikut ini merupakan detail gambar sambungan baut yang ditunjukkan pada Gambar 5.85, Gambar 5.86, Gambar 5.87, Gambar 5.88, Gambar 5.89, Gambar 5.90, Gambar 5.91, Gambar 5.92, dan Gambar 5.93.



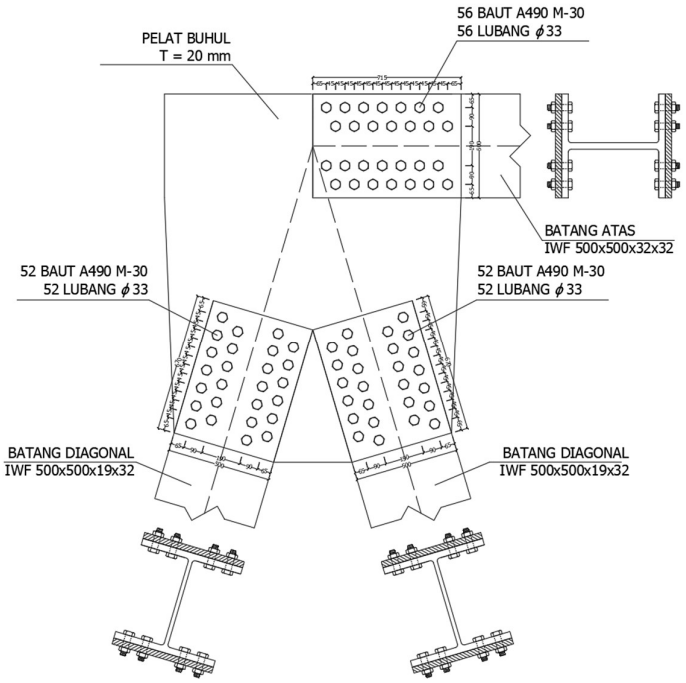
Gambar 5.85 Tampak Samping Rangka Jembatan



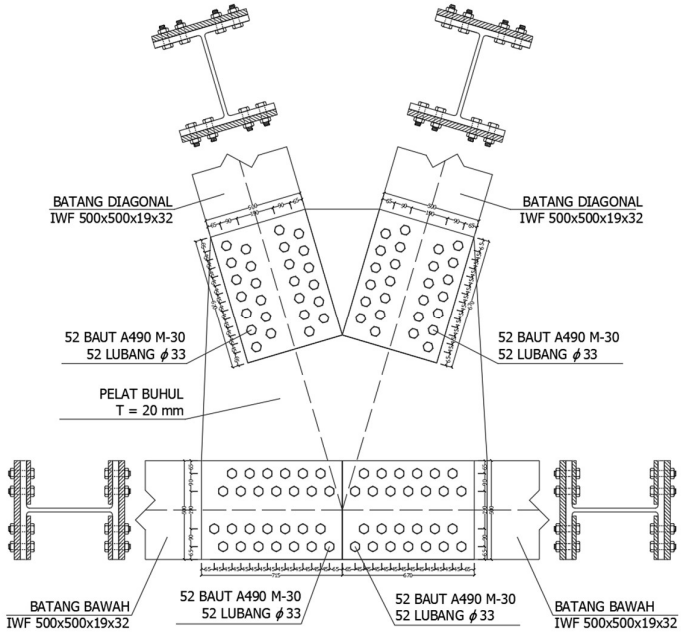
Gambar 5.86 Tampak Atas Rangka Jembatan



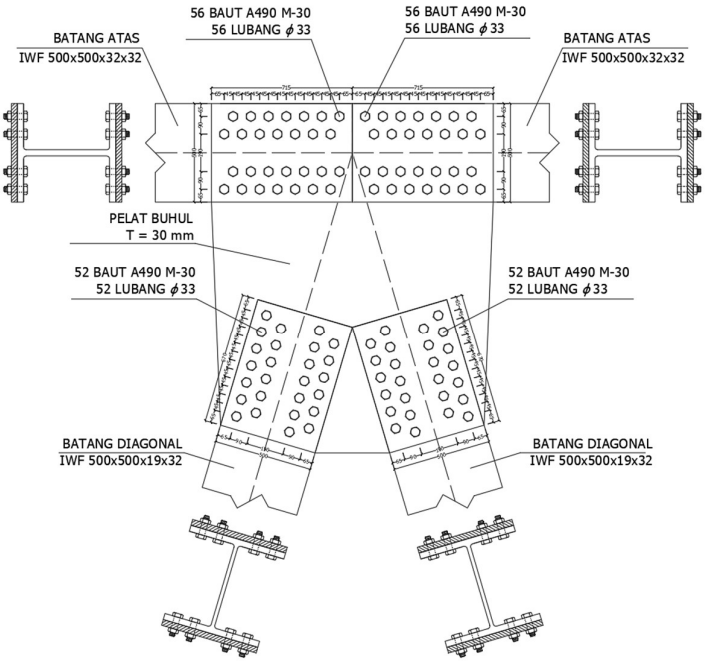
Gambar 5.87 Detail Sambungan A



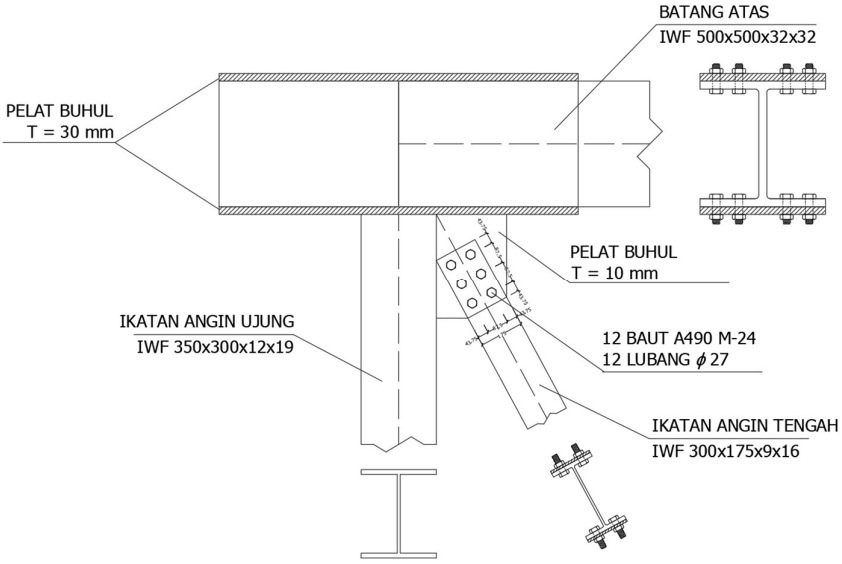
Gambar 5.88 Detail Sambungan B



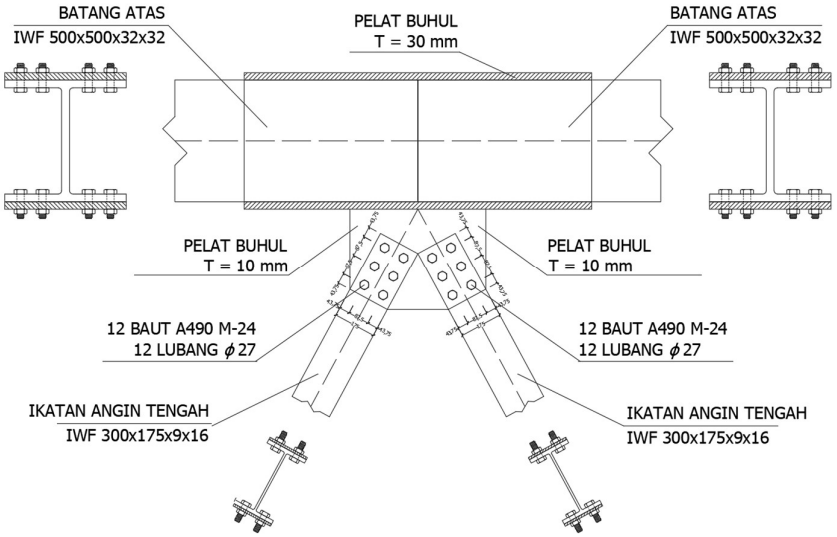
Gambar 5.89 Detail Sambungan C



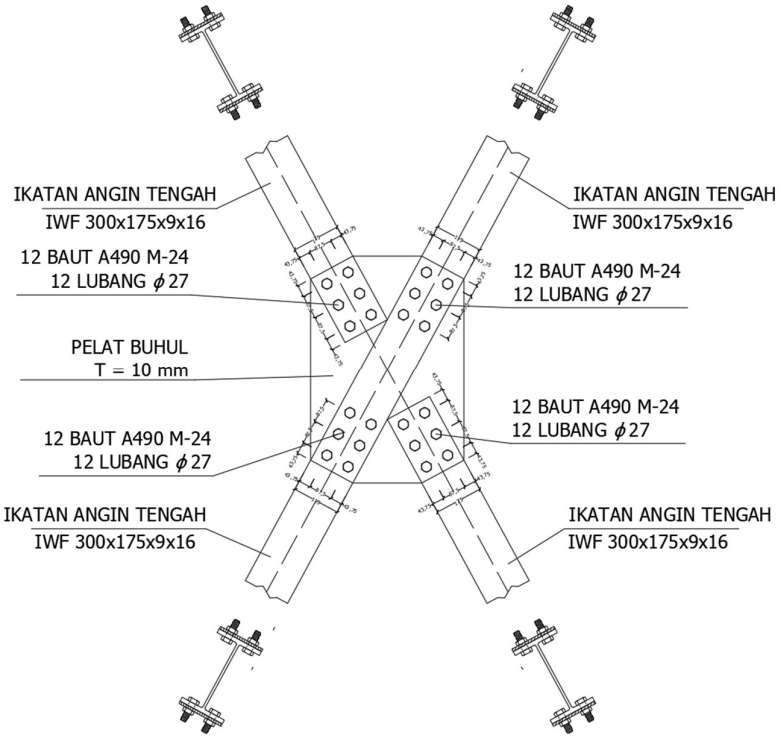
Gambar 5.90 Detail Sambungan D



Gambar 5.91 Detail Sambungan E



Gambar 5.92 Detail Sambungan F



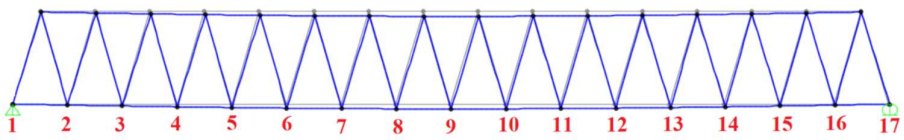
Gambar 5.93 Detail Sambungan G

12. Lendutan dan lawan lendut (*camber*)

Lendutan pada jembatan perlu dibatasi agar memberikan kenyamanan dan rasa aman bagi pengendara yang melewatinya. Menurut RSNI T-03 2005, lendutan pada jembatan dibatasi sebesar L/800. Besaran lendutan tersebut didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi Beban Layan I. Berikut ini merupakan batas lendutan yang diizinkan.

δ_{izin} = L/800
= 80/800
= 0,1 m

Dari hasil pemodelan pada SAP2000, didapatkan lendutan pada struktur rangka sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 94 Lendutan Jembatan

Jika terdapat suatu hal yang menyebabkan lendutan melebihi batas yang ada, maka jembatan perlu diberikan *camber* atau lawan lendut. Menurut Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan Bina Marga (2021), nilai *camber* diberikan sebesar 150% dari lendutan hasil kombinasi Beban Layan I dengan arah yang berlawanan dengan lendutan yang terjadi. Berikut ini merupakan contoh perhitungan camber di titik 9.

Camber = - (150% x δ)
= - (150% x -0,222444)
= 0,33367 m

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Lendutan dan Camber

Titik	Lendutan (m)	Lendutan izin (m)	*Camber* (m)
1	0	0,1	0
2	-0,045343	0,1	0,06801
3	-0,08788	0,1	0,13182
4	-0,126247	0,1	0,18937
5	-0,159297	0,1	0,23895
6	-0,186085	0,1	0,27913
7	-0,20587	0,1	0,30881
8	-0,218105	0,1	0,32716
9	-0,222444	0,1	0,33367
10	-0,218083	0,1	0,32712
11	-0,205828	0,1	0,30874
12	-0,186028	0,1	0,27904
13	-0,15923	0,1	0,23885
14	-0,126179	0,1	0,18927
15	-0,087821	0,1	0,13173
16	-0,045305	0,1	0,06796
17	0	0,1	0

5.2 Perencanaan Struktur Bawah jembatan

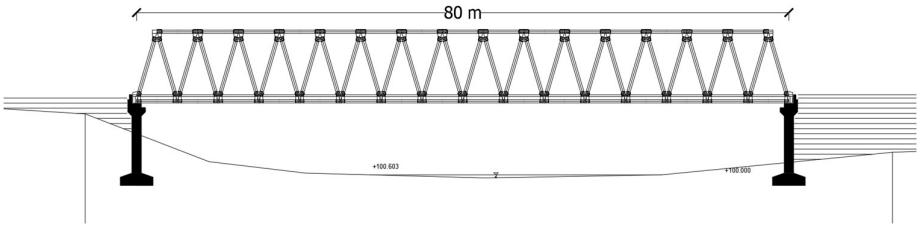
Struktur bawah jembatan merupakan struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan ke lapisan permukaan tanah. Struktur bawah yang digunakan dalam penelitian ini terbagi menjadi dua bagian yaitu abutment dan pondasi dalam. Tahapan perencanaan struktur bawah Jembatan Gembryangan dapat dilihat sebagaimana berikut ini.

5.2.1 Perencanaan Abutment

Abutment atau kepala jembatan merupakan bagian struktur bawah yang terdapat pada bagian ujung bentang jembatan di kedua sisinya. Abutment berfungsi sebagai penumpu atau penopang bagian struktur atas jembatan. Selain itu abutment juga berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat tekanan tanah dari bagian oprit jembatan. Berikut ini merupakan tahapan perencanaan abutment yang dilakukan.

1. Data struktur jembatan

   Gambar struktur jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.95 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 95 Struktur Jembatan Gembryangan

a. Struktur atas jembatan

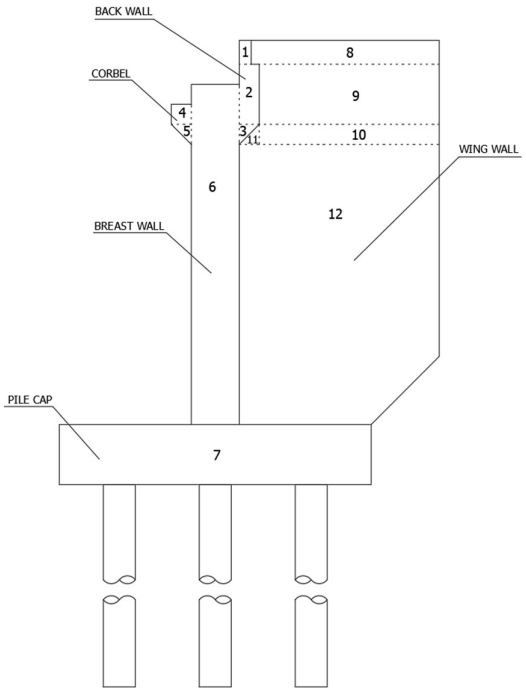
Panjang jembatan	= 80 m
Jumlah bentang	= 1 Buah
Tipe struktur atas jembatan	= Jembatan Rangka Tipe Warren
tinggi struktur atas jembatan	= 8,5 m
Lebar struktur atas jembatan	= 9,2 m

Lebar lalu lintas	= 7 m
Lebar trotoar	= 1 m
Tebal pelat	= 0,25 m
Tebal trotoar	= 0,25 m
Tebal lapisan perkerasan jalan	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	= 0,05 m

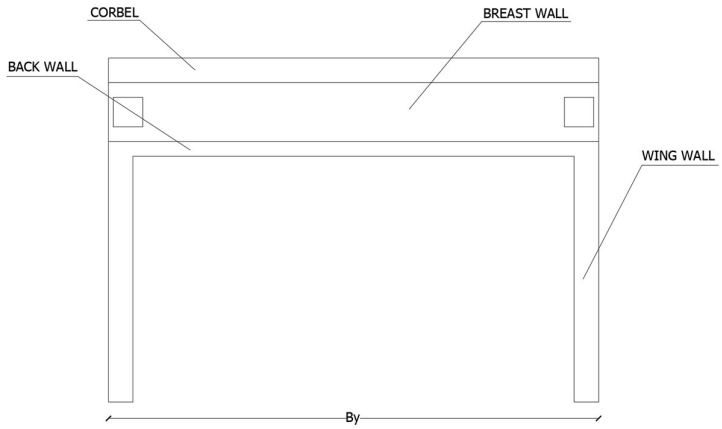
b. Struktur bawah jembatan

1) Dimensi abutment

Abutmen direncanakan memiliki dimensi yang sama di kedua ujung jembatan. Meskipun pada kedua sisi jembatan tersebut memiliki kontur dan kondisi tanah yang berbeda, akan tetapi dari kedua sisi tersebut diambil yang memiliki bagian paling kritis. Oleh karena itu, dipilih abutment pada bagian kanan yang memiliki dimensi yang lebih besar untuk dilakukan dalam perhitungan. Berikut ini dimensi dan bagian abutment yang ditunjukkan pada Gambar 5.96 dan Gambar 5.97.



Gambar 5. 96 Tampak Samping Abutment



Gambar 5. 97 Tampak Atas Abutment

Adapun dimensi abutment ditampilkan pada tabel sebagaimana berikut ini.

Tabel 5. 25 Dimensi Tiap Bagian Abutment

Bagian	bx	by	h	Bagian	bx	by	h
1	300	11000	600	7	7800	12600	1500
2	500	11000	1500	8	4700	500	600
3	500	11000	500	9	4700	500	1500
4	500	11000	500	10	4500	500	500
5	500	11000	500	11	500	500	500
6	1200	11000	8500	12	5000	500	7000

2) Data material

a) Data material abutment

Berat volume beton (γc) = 24 kN/m^3

Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa

Mutu baja (fy) = 420 MPa

b) Data tanah asli

Data tanah diambil dari hasil pengujian tanah pada BM-2 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5. 26 Data N-SPT pada BM-2

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	N-SPT
1	4,5	4,5	2
2	6	1,5	5
3	7,5	1,5	7
4	9	1,5	8
5	10,5	1,5	9
6	13,5	3	15
7	15	1,5	20
8	16,5	1,5	45
9	18	1,5	50
10	19,5	1,5	55
11	21	1,5	60

Dari data tersebut, selanjutnya ditentukan nilai parameter tanah sebagaimana berikut ini.

i. Lapis 1 dengan kedalaman 4,5 m
   N-SPT = 2
   Berat volume tanah (γs) = 15,7 kN/m^3
   Sudut gesek dalam (ϕ) = 30^o
   Kohesi (c) = 12,5 kN/m^2
ii. Lapis 2 dengan kedalaman 1,5 m
   N-SPT = 5
   Berat volume tanah (γs) = 18,1 kN/m^3
   Sudut gesek dalam (ϕ) = 32^o
   Kohesi (c) = 30 kN/m^2
iii. Lapis 3 dengan kedalaman 1,5 m
   N-SPT = 7
   Berat volume tanah (γs) = 18,1 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 32º

Kohesi (c) = 45 kN/m^2

iv. Lapis 4 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 8

Berat volume tanah (γs) = 18,1 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 32º

Kohesi (c) = 50 kN/m^2

v. Lapis 5 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 9

Berat volume tanah (γs) = 18,1 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 32º

Kohesi (c) = 64 kN/m^2

vi. Lapis 6 dengan kedalaman 3 m

N-SPT = 15

Berat volume tanah (γs) = 20,4 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35º

Kohesi (c) = 100 kN/m^2

vii. Lapis 7 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 20

Berat volume tanah (γs) = 20,4 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35º

Kohesi (c) = 150 kN/m^2

viii. Lapis 8 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 45

Berat volume tanah (γs) = 22 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 40º

Kohesi (c) = 200 kN/m^2

ix. Lapis 9 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 50

Berat volume tanah (γs) = 22 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 40º

Kohesi (c) = 200 kN/m^2

x. Lapis 10 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 55

Berat volume tanah (γs) = 23,6 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 43º

Kohesi (c) = 200 kN/m^2

xi. Lapis 11 dengan kedalaman 1,5 m

N-SPT = 60

Berat volume tanah (γs) = 23,6 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 43º

Kohesi (c) = 200 kN/m^2

c. Data tanah timbunan

Tanah timbunan pada bagian ujung jembatan diasumsikan sebagaimana berikut ini.

Jenis tanah = Tanah lanau berpasir

Berat volume tanah (γs) = 16,17 kN/m^3

Sudut geser dalam (ϕ) = 15º

Kohesi (c) = 23,53 kN/m^2

2. Pembebanan pada *Breast Wall*

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas jembatan

Perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5. 27 Berat Mati Sendiri Struktur Atas

Rangka	Profil	Berat (kg/m)	Panjang Segmen (m)	Banyak	Jumlah (kg)	Jumlah (kN)
Rangka Atas	IWF 500x500x32x32	354,195	5,000	30	53129,250	521,198
Rangka Bawah	IWF 500x500x19x32	319,31	5,000	32	51089,600	501,189
Rangka Diagonal	IWF 500x500x19x32	319,31	9,862	64	201528,883	1976,998
Gelagar Memanjang	IWF 300x150x6,5x9	36,7	5,000	80	14680	144,011
Gelagar melintang	IWF 800x300x14x26	210	9,630	17	34379,100	337,259
Ikatan Angin Atas	IWF 250x150x8x12	42,95	5,425	60	13981,080	137,154
Ikatan Angin Atas Ujung	IWF 350x300x12x19	119,99	9,630	2	2311,007	22,671
Total Berat Mati Struktur Rangka Baja						**3640,480**
Beton		**Berat (kN/m^3)**	**Volume (m^3)**			**Jumlah (kN)**
Pelat Lantai		24	180			4320
Total Berat Mati Struktur Beton						**4320**

Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan total berat mati sendiri pada struktur atas sebagaimana berikut ini

$P_{MS\ struktur\ atas}$ = Total Berat Struktur Rangka Baja + Total Berat Pelat Lantai Kendaraan

= 3706,168 + 4320

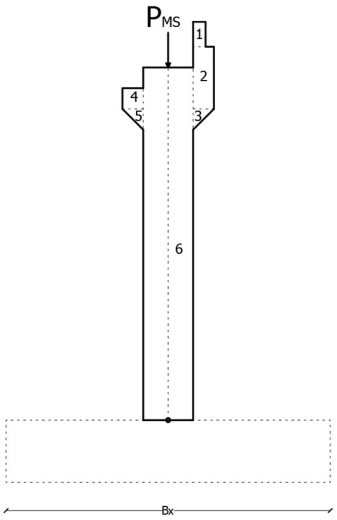
= 8026,168 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka berat mati sendiri struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MS\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 8026,168 kN

= 4013,084 kN

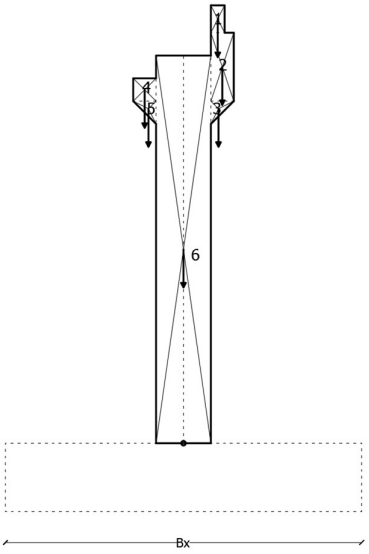
Penyaluran beban mati sendiri struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 98 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada *Breast Wall*

2) Berat sendiri struktur bawah

Dimensi *breast wall* yang digunakan pada Jembatan Gembryangan dapat dilihat pada gambar 5.98 berikut ini



Gambar 5. 99 Berat Sendiri Breast Wall

Perhitungan berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5. 28 Perhitunngan Gaya dan Momen pada *Breast Wall*

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	0,3	0,6	1	11	24	47,52	0,75	1	35,6
2	0,5	1,5	1	11	24	198	0,85	1	168,3
3	0,5	0,5	0,5	11	24	33	0,767	1	25,3
4	0,5	0,5	1	11	24	66	0,85	-1	-56,1
5	0,5	0,5	0,5	11	24	33	0,767	-1	-25,3
6	1,2	8,5	1	11	24	2692.8	0	0	0,0
Jumlah						**3070,3**			**147,84**

3) Total berat mati sendiri

Berikut ini merupakan perhitungan total berat mati tambahan yang ditampilkan pada Tabel 5.29.

Tabel 5. 29 Total Berat Mati Sendiri pada *Breast Wall*

No	Jenis Berat	P_{MS}	M_{MS}
		(kN)	(kNm)
1	Struktur Atas	4013,084	0
2	*Breast Wall*	3070,3	147,84
Total Berat		**7083,4**	**147,84**

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan merupakan elemen non-struktural yang hanya terdapat pada struktur atas jembatan. Berikut ini merupakan perhitungan beban mati tambahan pada struktur atas jembatan.

1) Trotoar

Tinggi trotoar (*h*) = 0,3 m

Lebar trotoar (*b*) = 1 m

Panjang (*l*) = 80 m

Jumlah (*n*) = 2 buah

Berat jenis beton (γb) = 24 kN/m^3

P_{MA} trotoar = γb x b x h x l x n

= 24 x 1 x 0,3 x 80 x 2

= 1152 kN

2) Lapis perkerasan jalan

Tebal lapis perkerasan (h) = 0,05 m

Lebar lapis perkerasan (b) = 7 m

Panjang (l) = 80 m

Berat jenis aspal (γa) = 22 kN/m^3

P_{MA} lapis perkerasan = γa x b x h x l

= 22 x 7 x 0,05 x 80

= 616 kN

3) Air hujan

Tebal genangan air hujan (h) = 0,05 m

Lebar (b) = 7 m

Panjang (l) = 80 m

Berat jenis air (γw) = 10 kN/m3

P_{MA} air hujan = γw x b x h x l

= 10 x 7 x 0,05 x 80

= 280 kN

4) Berat total

Berat totat akibat beban mati tambahan dihitung sebagaimana berikut ini.

P_{MA} total = P_{MA} trotoar + P_{MA} perkerasan + P_{MA} air hujan

= 1152 + 616 + 280

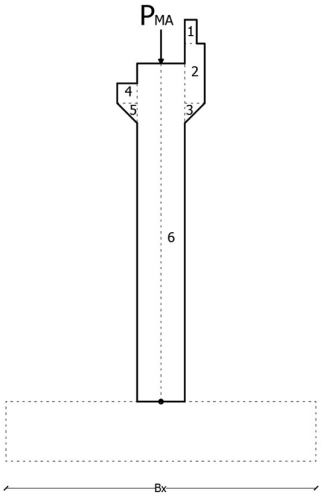
= 2048 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka berat mati tambahan struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MA\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 2048 kN

= 1024 kN

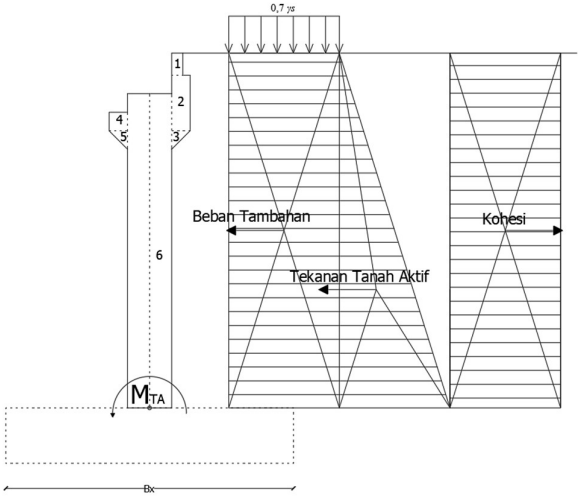
Penyaluran beban mati tambahan struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 100 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada *Breast Wall*

c. Tekanan tanah (*TA*)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.101.



Gambar 5. 101 Diagram Tekanan Tanah Aktif

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi Timbunan = 9,6 m

Lebar timbunan tanah = 9 m

Berat volume tanah = 16,17 kN/m^3

Sudut geser dalam = 15º

Kohesi = 23,53 kN/m^2

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding abutment

δ = 26º

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

β = 0º

Sudut pada dinding abutment terhadap garis horizontal

θ = 90º

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudur geser efektif tanah

ϕ'_f = $\tan^{-1}$ (K_ϕ^R x tan ϕ)

= $\tan^{-1}$ (0,7 x tan 15º)

= 10,623º

Γ = $1 + \sqrt{\frac{sin(\phi' f + \delta)\ x\ sin(\phi' f - \beta)}{sin(\theta - \delta)\ x\ sin(\theta + \beta)}}$

= $1 + \sqrt{\frac{sin(10{,}623 + 26)\ x\ sin(10{,}623 - 0)}{sin(90 - 26)\ x\ sin(90 + 0)}}$

= 1,350

Koefisien tekanan tanah aktif

Ka = $\frac{sin^2(\theta + \phi' f)}{\Gamma\ [sin^2(\theta)\ x\ sin(\theta - \delta)]}$

= $\frac{sin^2(90 + 10{,}623)}{1{,}350\ \text{x}\ [sin^2(90)\ x\ sin(90 - 26)]}$

= 0,796

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

1) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA1$ = 0,7 x γs x Ka x H x By

= 0,7 x 16,17 x 0,796 x 9,6 x 9

= 778,713 kN

2) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$TA2$ = 0,5 x γs x Ka x H^2 x By

= 0,5 x 16,17 x 0,796 x $9{,}6^2$ x 9

= -5339,747 kN

3) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$TA3$ = $2c \; x \; \sqrt{Ka} \; x \; H \; x \; By$

= 2 x 23,53 x $\sqrt{0{,}796}$ x 9,6 x 9

= 3628,219 kN

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.30

Tabel 5. 30 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Breast Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	**P_{TA} (kN)**	**Lengan (m)**	**Momen (M_{TA}) (kNm)**
Akibat beban tambahan	-778,713	4,8	-3737,823
Akibat Timbunan	-5339,747	3,2	-17087,190
Akibat Kohesi Timbunan	3628,219	4,8	17415,452
Jumlah	**-2490,2**		**-3409,6**

d. Beban lajur (*TD*)

1) Beban terbagi rata (*BTR*)

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

Lebar lajur kendaraan (*b*) = 7 m

BTR = 9 x (0,5 + (15 / L))

= 9 x (0,5 + (15 / 80))

= 6,1875 kN/m2

P_{BTR} = BTR x b x L

= 6,1875 x 7 x 80

= 3465 kN

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis = 32,5%

Lebar lajur kendaraan (b) = 7 m

P_{BGT} = BGT x (100%+FBD) x *b*

= 49 x (100 + 32,5)% x 7

= 454,475 kN

3) Berat total

Berat totat akibat beban lajur dihitung sebagaimana berikut ini.

$P_{TD\ total}$ = P_{BTR} + P_{BGT}

= 3465 + 454,475

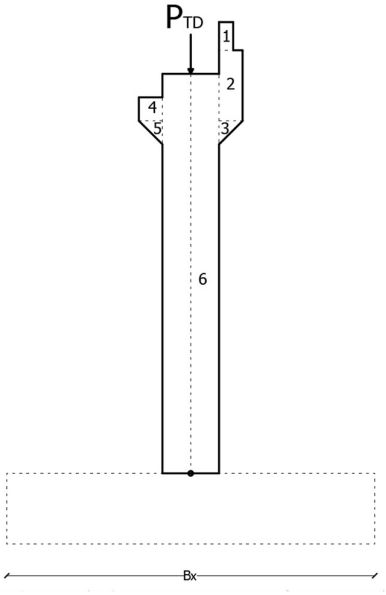
= 3919,475 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban lajur "D" struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{TD\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 3919,475 kN

= 1959,738 kN

Penyaluran beban lajur "D" struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 102 Beban Lajur "D" Struktur Atas pada *Breast Wall*

e. Beban pejalan kaki (*TP*)

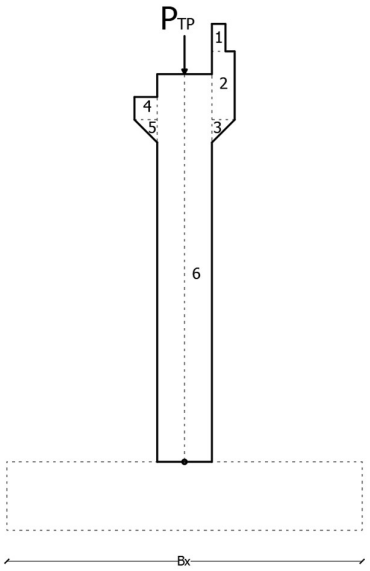
Berikut ini merupakan perhitungan beban pejalan kaki pada struktur atas jembatan.

Panjang jembatan (*L*)	= 80 m
Lebar trotoar (*b*)	= 1 m
Jumlah trotoar (*n*)	= 2 buah
Intensitas beban pejalan kaki	= 5 kN/m^2
P_{TP}	= intensitas pejalan kaki x *L* x *b* x *n*
	= 5 x 80 x 1 x 2
	= 800 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban pejalan kaki struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MA\ struktur\ atas}$	= 0,5 x 800 kN
	= 400 kN

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 103 Beban Pejalan Kaki Struktur Atas pada *Breast Wall*

f. Beban rem (*TB*)

Beban rem diambil yang terbesar diantara berikut ini.

1) Beban rem 1

Berat gandar truk	= 125 kN
Beban rem 1	= 25% x berat gandar truk
	= 25% x 125
	= 56,25 kN

2) Beban rem 2

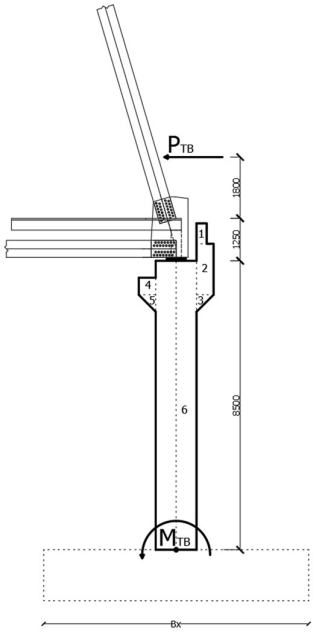
Berat truk rencana (*TT*)	= 500 kN
Beban terbagi rata (*BTR*)	= 6,1875 kN/m2
Lebar jalur (*b*)	= 7 m
Panjang bentang jembatan (*L*)	= 80 m
Beban rem 2	= 5% x (*TT* + (*BTR* x *b* x *L*))
	= 5% x (500 + (6,1875 x 7 x 80))
	= 198,25 kN

Dari kedua beban rem tersebut, diambil yang memiliki nilai terbesar yaitu 198,25 kN. Kemudian beban rem tersebut ditempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MA\ struktur\ atas}$ = 0,5 x -198,25 kN

= -99,125 kN

Dikarenakan beban rem tersebut posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu *breast wall* yang mengakibatkan terjadinya momen.



Gambar 5. 104 Beban Rem Struktur Atas pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik tumpu *breast wall* (L_{TB}) = 1,8 + 1,25 + 8,5

= 11,55 m

Momen akibat beban rem (M_{TB}) = P_{TB} x L_{TB}

= -99,125 x 11,55

= -1144,894 kNm

g. Beban angin struktur (*EWs*)

Dari perhitungan beban pada struktur atas, didapatkan nilai beban angin struktur sebagaimana berikut ini.

P_{EWs} = P_{tekan} + P_{hisap}

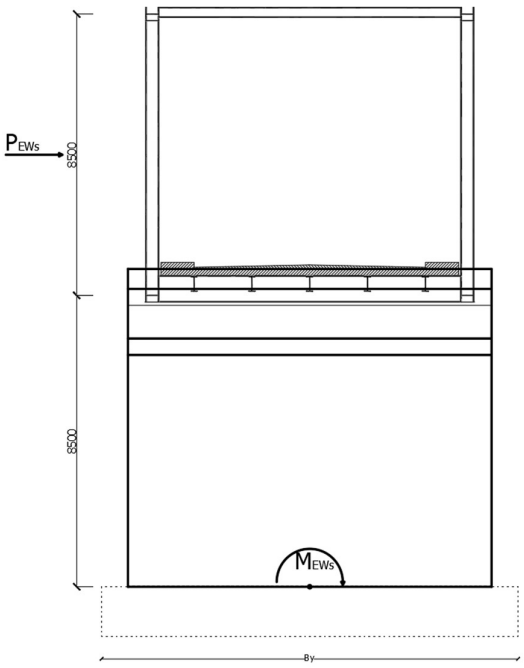
= 464,276 + 232,138

= 696,414 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka angin struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MA\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 696,414 kN

= 348,207 kN



Gambar 5. 105 Beban Rem pada Breast Wall

Lengan terhadap titik berat *breast wall*,

L_{EWs} = ½ H rangka + 8500

= ½ x 8,5 + 8,5

= 12,75 m

Momen akibat beban angin struktur pada *breast wall*,

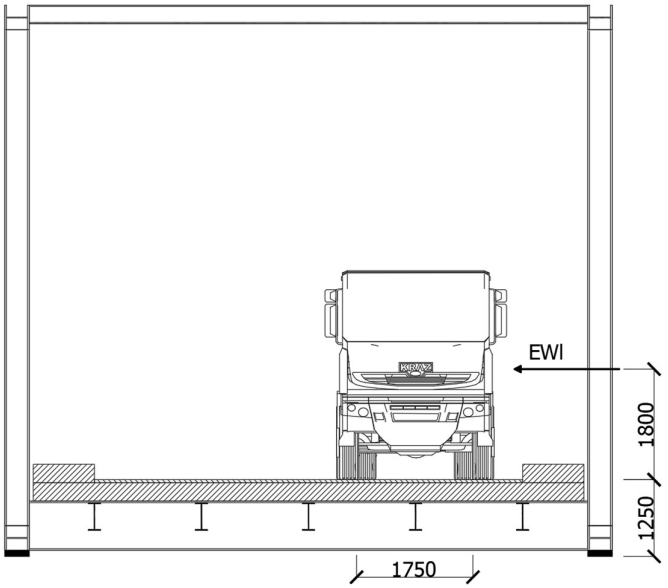
My = P_{EWs} x L_{EWs}

= 348,207 x 12,75

= 4439,639 kNm

h. Beban angin kendaraan (*EWl*)

Tekanan angin pada jembatan juga terjadi akibat adanya kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus dengan besar 1,46 N/mm secara tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda pada setiap as nya sebesar 1,75 m seperti pada Gambar 5.106 berikut ini.



Gambar 5. 106 Beban Angin Kendaraan pada Breast Wall

Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan.

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

P_{EWl} = $\frac{h\ .\ L}{x}$. *TEW*

= $\frac{(1{,}8 + 1{,}25)\ x\ 80}{1{,}75}$ x 1,46

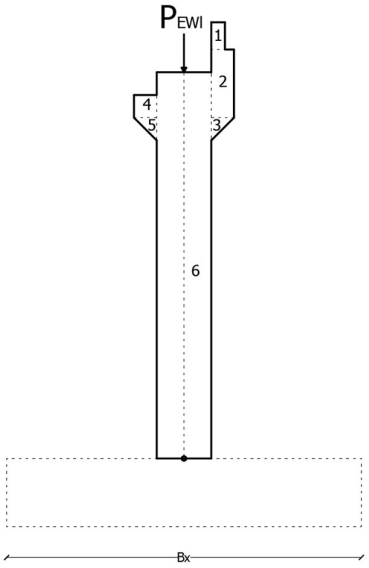
= 203,566 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{EWl\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 203,566 kN

= 101,783 kN

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 107 Beban Angin Kendaraan pada *Breast Wall*

i. Beban gempa lateral (*EQ*)

Berdasarkan perhitungan pada struktur atas jembatan, didapatkan data sebagaimana berikut ini.

PGA = 0,521488 g

Ss = 1,198269 g

S1 = 0,405105 g

F_{PGA} = 0,9

Fa = 0,9

Fv = 2,4

As = 0,469339 g

SD_S = 1,078443 g

SD_1 = 0,972252 g

Ts = 0,901534

T_0 = 0,180307

1) Berat struktur atas

W = 4013,084 kN

Mutu beton (*f'c*) = 30 MPa

Modulus elastisitas beton (*Ec*) = $4700 \sqrt{f'c}$

= $4700 \sqrt{30}$

= 25742,96 MPa

= 25742960 kN/m^2

Lebar abutment (*By*) = 11 m

Panjang *breast wall* (*b2*) = 1,2 m

Tinggi *breast wall* (*L*) = 8,5 m

a) Kekakuan struktur arah X

Momen inersia (*I*) = $\frac{1}{12}$ x *By* x $b2^3$

= $\frac{1}{12}$ x 11 x $1{,}2^{\ 3}$

= 1,584 m^4

Kekakuan struktur (*Kp*) = 3 x $\frac{E\ x\ I}{L^3}$

= 3 x $\frac{25742960\ x\ 1{,}584}{8{,}5^3}$

= 199194,866 kN/m

b) Kekakuan struktur arah Y

Momen inersia (*I*) = $\frac{1}{12}$ x *b2* x By^3

= $\frac{1}{12}$ x 1,2 x 11^3

= 133,1 m^4

Kekakuan struktur (*Kp*) = 3 x $\frac{E\ x\ I}{L^3}$

= 3 x $\frac{25742960\ x\ 133{,}1}{8{,}5^3}$

= 16737901,908 kN/m

2) Periode getar struktur (*T*)

a) Periode getar struktur arah X

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \,.\, Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{4013,084}{9,81\ x\ 199194,866}}$$

= 0,284738 detik

b) Periode getar struktur arah Y

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \,.\, Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{4013,084}{9,81\ x\ 16737901,908}}$$

= 0,031062 detik

3) Menentukan koefisien respons elastik (Csm)

a) Penentuan *Csm* arah X

T = 0,284738 detik

$$Ts = \frac{SD1}{SDs}$$

$$= \frac{0,972252}{1,078443}$$

= 0,901534 detik

T0 = 0,2 x *Ts*

= 0,2 x 0,901534

= 0,180307 detik

Karena *T0* < *T* < *Ts*, maka nilai *Csm* sama dengan nilai *SD1*.

Csm = 0,972252

b) Penentuan *Csm* arah Y

T = 0,031062 detik

$$Ts = \frac{SD1}{SDs}$$

$$= \frac{0,972252}{1,078443}$$

= 0,901534 detik

T0 = 0,2 x *Ts*

= 0,2 x 0,901534

= 0,180307 detik

Karena $T < T0$, maka nilai *Csm* dicari dengan persamaan berikut ini.

Csm $= (SDs - As)\frac{T}{T0} + As$

$= (1{,}078443 - 0{,}469339)\frac{0{,}031062}{0{,}180307} + 0{,}469339$

= 0,574273 g

4) Gaya gempa rencana

a) Gaya gempa arah X

$EQx = \frac{Csm}{R}$ x W

$= \frac{0{,}972252}{2}$ x 4013,084

= 1950,865 kN

b) Gaya gempa arah Y

$EQy = \frac{Csm}{R}$ x W

$= \frac{0{,}574273}{2}$ x 4013,084

= 1152,302 kN

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu 100%EQx + 30%EQy dan 100%EQy + 30%EQx. Sehingga perlu dicari nilai 30%EQ sebagaimana berikut ini.

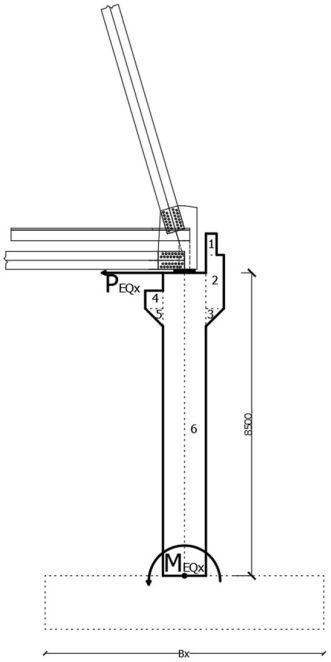
30% EQx = 30% x 1950,865

= 585,260 kN

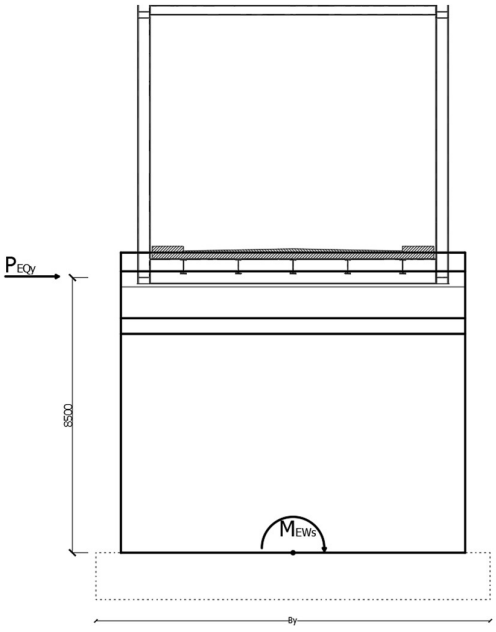
30% EQy = 30% x 1152,302

= 345,691kN

Berikut ini merupakan penyaluran beban gempa pada tepi *breast wall* yang ditunjukkan pada Gambar 5.107 dan Gambar 5.108.



Gambar 5. 108 Beban Gempa arah X terhadap *Breast Wall*



Gambar 5. 109 Beban Gempa arah Y terhadap *Breast Wall*

Berikut ini merupakan perhitungan momen akibat beban gempa pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.31

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada *Breast Wall*

Beban	P_{EQx} (kN)	P_{EQy} (kN)	Lengan (m)	M_{EQx} (kNm)	M_{EQy} (kNm)
Beban Gempa X	1950,865	345,691	8,5	16582,356	2938,370
Beban Gempa Y	585,260	1152,302	8,5	4974,707	9794,566

j. Beban terhadap gesekan perletakan (*BF*)

Beban gesekan pada perletakan dihitung sebagaimana berikut ini.

1) Kekakuan geser perletakan (K)

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan karet = 15 mm

Jumlah lapisan karet = 6

Ketebalan elastomer = (2x5) + (6x15)

= 100 mm

Kekakuan geser tiap lapisan = $18,5 \times 10^3$ kN/m

Kekakuan geser keseluruan = $6 \times 18,5 \times 10^3$

= 111000 kN/m

2) Pemuaian jembatan akibat temperatur (ΔT)

Panjang bentang jembatan (L) = 80 m

Tipe bangunan atas = Lantai beton di atas gelagar, boks, atau rangka baja

Temperatur minimum (T_{min}) = 15ºC

Temperatur maksimum (T_{maks}) = 40ºC

Koefisien perpanjangan (α) = 11×10^{-6} per ºC

Pemuaian (ΔT) $= \alpha$ x L x (T_{maks} - T_{min})

$= 11 \times 10^{-6} \times 80 \times (40 - 15)$

$= 0{,}022$ m

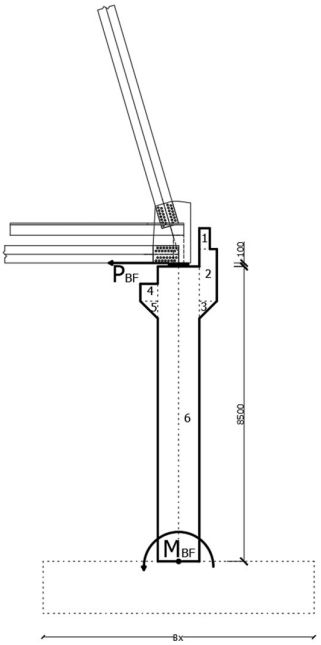
3) Beban gesekan pada perletakan (T_{BF})

$T_{BF} = K \times \Delta T$

$= 111000 \times 0{,}022$

$= 2442$ kN

Berikut ini merupakan penyaluran beban gesekan perletakan pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Gambar 5.110.



Gambar 5. 110 Beban Gesekan Perletakan pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik tumpu *breast wall* (L_{BF}) $= 0{,}1 + 8{,}5$

$= 8{,}6$ m

Momen gesekan perletakan (M_{BF}) $= T_{BF} \times L_{BF}$

$= -2442 \times 8{,}1$

$= -21001{,}2$ kNm

k. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada breast wall dapat dilihat pada Tabel 5.32 berikut ini.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Pembebanan pada *Breast Wall*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A.	**Beban permanen**						
1.	Beban mati sendiri	*MS*	7083,4	0	0	147,84	0
2.	Beban mati tambahan	*MA*	1024,0	0	0	0	0
3.	Tekanan tanah aktif	*TA*	0	-2490,2	0	-3409,6	0
B.	**Beban lalu lintas**						
1.	Beban lajur	*TD*	1959,7	0	0	0	0
2.	Beban pejalan kaki	*TP*	400,0	0	0	0	0
3.	Beban rem	*TB*	0,00	-99,13	0	-1144,894	0
C.	**Beban aksi lingkungan**						
1.	Beban angin struktur	*EWs*	0,000	0,000	348,207	0,000	4439,639
2.	Beban angin kendaraan	*EWl*	101,783	0,000	0,000	0,000	0,000
3.	Beban gempa arah X	*EQx*	0,000	-1950,865	345,691	-16582,356	2938,370
4.	Beban gempa arah Y	*EQy*	0,000	-585,260	1152,302	-4974,707	9794,566
D.	**Beban aksi lainnya**						
1	Beban gesekan perletakan	0	-2442	0	-21001,2	0	0

l. Kombinasi pembebanan

Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *breast wall*.

Tabel 5. 33 Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi	***MS*** ***MA*** ***TA***	***TD*** ***TB*** ***TP***	***EWs***	***EWl***	***BF***	***EQ***
Kuat I	γ_p	1,8	-	-	1,0	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	-	1,0	-
Kuat III	γ_p	-	1,4	-	1,0	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	1,0	-
Kuat V	γ_p	-	0,4	1,0	1,0	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,0	1,0

Nilai faktor beban γ_p ditunjukkan pada Tabel 5.34 berikut ini.

Tabel 5. 34 Faktor Beban pada Keadaan Batas

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{TA}	γ_{EQ}
Keadaan batas *ultimate*	1,3	2,0	1,25	0,3
Keadaan batas layan	1,0	1,0	1,0	-

Dari kedua tabel diatas, didapatkan kombinasi beban sebagaimana berikut ini.

Kuat I = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+1{,}8TD+1{,}8TB+1{,}8TP+BF$

Kuat II = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+1{,}4TD+1{,}4TB+1{,}4TP+BF$

Kuat III = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+1{,}4EWs+BF$

Kuat IV = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+BF$

Kuat V = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+0{,}4EWs+EWl+BF$

Ekstrim I EQx = $1{,}3MS+2MA+1{,}25TA+0{,}3TD+0{,}3TB+0{,}3TP+BF+EQx$

Ekstrim I EQy = 1,3*MS*+2*MA*+1,25*TA*+0,3*TD*+0,3*TB*+0,3*TP*+*BF*+*EQy*

Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kombinasi pembebanan pada *breast wall*.

Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Kuat I pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban lajur	*TD*	1,8	3527,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban pejalan kaki	*TP*	1,8	720,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban rem	*TB*	1,8	0,0	-178,4	0,0	-2060,8	0,0
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0,0	-2442,0	0,0	-21001,2	0,0
Jumlah			**15504,0**	**-5733,2**	**0,0**	**-27131,8**	**0,0**

Tabel 5. 36 Kombinasi Beban Kuat II pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban lajur	*TD*	1,4	2743,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban pejalan kaki	*TP*	1,4	560,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Lanjutan Tabel 5.36 Kombinasi Beban Kuat II pada Breast Wall

Beban rem	*TB*	1,4	0,0	-138,8	0,0	-1602,9	0,0
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0	-2442	0	-19780,2	0
Jumlah			**14560,1**	**-5693,6**	**0,0**	**-26673,8**	**0,0**

Tabel 5. 37 Kombinasi Beban Kuat III pada *Breast Wall*

Jenis Beban	**Kode Beban**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	**Px**	**Py**	**Mx**	**My**
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban angin struktur	*EWs*	1,4	0,0	0,0	487,5	0,0	6215,5
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0	-2442	0	-19780,2	0
Jumlah			**11256,4**	**-5554,8**	**487,5**	**-25071,0**	**6215,5**

Tabel 5. 38 Kombinasi Beban Kuat IV pada *Breast Wall*

Jenis Beban	**Kode Beban**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	**Px**	**Py**	**Mx**	**My**
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0	-2442	0	-19780,2	0
Jumlah			**11256,4**	**-5554,8**	**0,0**	**-25071,0**	**0,0**

Tabel 5. 39 Kombinasi Beban Kuat V pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban angin struktur	*EWs*	0,4	0,0	0,0	139,3	0,0	1775,9
Beban angin kendaraan	*EWl*	1,0	101,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0	-2442	0	-19780,2	0
Jumlah			**11358,2**	**-5554,8**	**139,3**	**-25071,0**	**1775,9**

Tabel 5. 40 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban lajur	*TD*	0,3	587,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban pejalan kaki	*TP*	0,3	120,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban rem	*TB*	0,3	0,0	-29,7	0,0	-343,5	0,0

Lanjutan Tabel 5.40 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada *Breast Wall*

Beban gempa arah X	*EQx*	1,0	0,0	-1950,9	345,7	-16582,4	2938,4
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	0	-2442	0	-19780,2	0
Jumlah			**11964,3**	**-7535,4**	**345,7**	**-41996,8**	**2938,4**

Tabel 5. 41 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada *Breast Wall*

Jenis Beban	**Kode Beban**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	**Px**	**Py**	**Mx**	**My**
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	9208,4	0,0	0,0	192,2	0,0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	-3112,8	0,0	-4262,0	0,0
Beban lajur	*TD*	0,3	587,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban pejalan kaki	*TP*	0,3	120,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban rem	*TB*	0,3	0,0	-29,7	0,0	-343,5	0,0
Beban gempa arah Y	*EQy*	1,0	0,0	-585,3	1152,3	-4974,7	9794,6
Beban gesekan perletakan	*BF*	1,0	-	-2442	-	-19780,2	-
Jumlah			**11964,3**	**-6169,8**	**1152,3**	**-30389,1**	**9794,6**

Tabel 5. 42 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	15504,0	-5733,2	0,0	-27131,8	0,0
Kuat II	14560,1	-5693,6	0,0	-26673,8	0,0
Kuat III	11256,4	-5554,8	487,5	-25071,0	6215,5
Kuat IV	11256,4	-5554,8	0,0	-25071,0	0,0
Kuat V	11358,2	-5554,8	139,3	-25071,0	1775,9
Ekstrim I EQx	11964,3	-7535,4	345,7	-41996,8	2938,4
Ekstrim I EQy	11964,3	-6169,8	1152,3	-30389,1	9794,6
Nilai Terbesar	**15503,952**	**-7535,404**	**1152,302**	**-41996,784**	**9794,566**

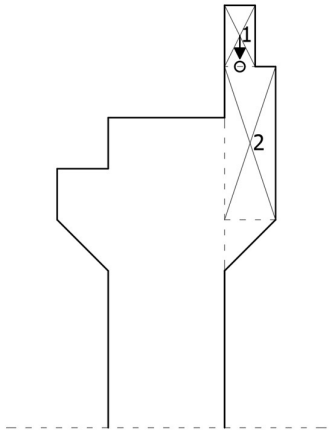
3. Pembebanan pada *Back Wall*

Untuk mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada *back wall*, maka perlu diakukan analisis pembebanan. Dalam analisisnya, *back wall* dibagi menjadi dua bagian yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam pembebanan *back wall*.

a. *Back wall* atas

1) Berat mati sendiri (*MS*)

Bentuk *back wall* atas dapat dilihat pada Gambar 5.111 berikut ini.



Gambar 5. 111 Berat Mati Sendiri *Back Wall* Atas

Nilai gaya akibat berat mati sendiri *back wall* atas diperhitungkan sebagaimana berikut ini.

Lebar (b) = 0,3 m

Tinggi (h) = 0,6 m

Panjang (l) = 11 m

Berat volume (γb) = 24 kN/m^3

Berat mati sendiri 1 (MS_1) = b x h x l x γb

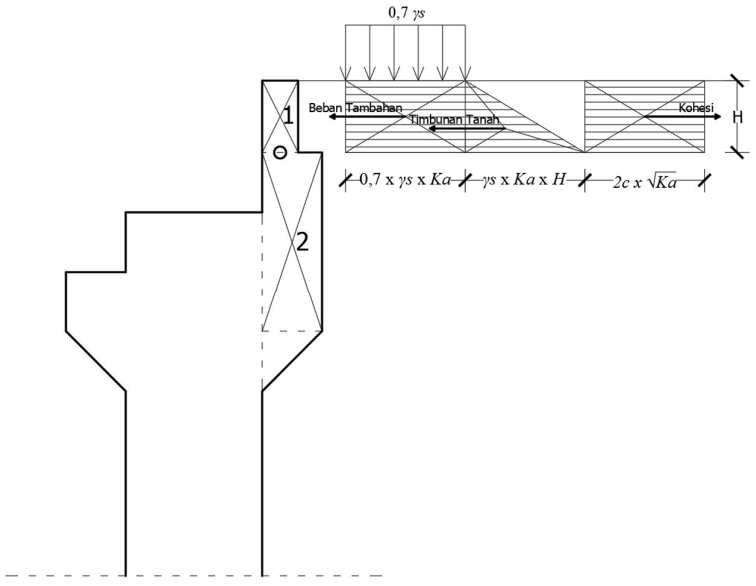
= 0,3 x 0,6 x 11 x 24

= 47,52 kN

Karena pusat massa *back wall* atas berada di atas titik tumpunya, maka tidak terdapat momen.

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif pada *back wall* atas ditunjukkan pada Gambar 5.112 berikut ini.



Gambar 5. 112 Diagram Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Atas

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi Timbunan = 0,6 m

Lebar timbunan tanah = 10 m

Berat volume tanah = 16,17 kN/m^3

Sudut gesek dalam = 15º

Kohesi = 23,53 kN/m^2

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding abutment

δ = 26º

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

β = 0º

Sudut pada dinding abutment terhadap garis horizontal

θ = 90º

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudur geser efektif tanah

ϕ'_f = $\tan^{-1}$ (K_ϕ^R x tan ϕ)

= $\tan^{-1}$ (0,7 x tan 15º)

= 10,623º

Γ $= 1 + \sqrt{\frac{sin(\phi' f + \delta)\ x\ sin(\phi' f - \beta)}{sin(\theta - \delta)\ x\ sin(\theta + \beta)}}$

$= 1 + \sqrt{\frac{sin(10{,}623 + 26)\ x\ sin(10{,}623 - 0)}{sin(90 - 26)\ x\ sin(90 + 0)}}$

= 1,350

Koefisien tekanan tanah aktif

Ka $= \frac{sin^2(\theta + \phi' f)}{\Gamma\ [sin^2(\theta)\ x\ sin(\theta - \delta)]}$

$= \frac{sin^2(90 + 10{,}623)}{1{,}350\ \text{x}\ [sin^2(90)\ x\ sin(90 - 26)]}$

= 0,796

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA1$ = -(0,7 x γs x Ka x H x By)

= -(0,7 x 16,17 x 0,796 x 0,6 x 10)

= -54,077 kN

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$TA2$ = -(0,5 x γs x Ka x H^2 x By)

= -(0,5 x 16,17 x 0,796 x $0{,}6^2$ x 10)

= -23,176 kN

c) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$TA3$ = $2c \; x \; \sqrt{Ka} \; x \; H \; x \; By$

= 2 x 23,53 x $\sqrt{0{,}796}$ x 0,6 x 10

= 251,960 kN

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.43

Tabel 5. 43 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall* Atas

Gaya Tekanan Tanah Aktif	**P_{TA} (kN)**	**Lengan (m)**	**Momen (M_{TA}) (kNm)**
Akibat beban tambahan	-54,077	0,3	-16,223
Akibat Timbunan	-23,176	0,2	-4,635
Akibat Kohesi Timbunan	251,960	0,3	75,588
Jumlah	**174,706**		**54,73**

3) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* atas dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut ini.

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back Wall* Atas

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1.	Beban mati sendiri	*MS*	47,520	0,000	0,000	0,000	0,000
2.	Tekanan tanah aktif	*TA*	0,000	174,706	0,000	54,730	0,000

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* atas menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri (*MS*) dan tekanan tanah aktif (*TA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* atas.

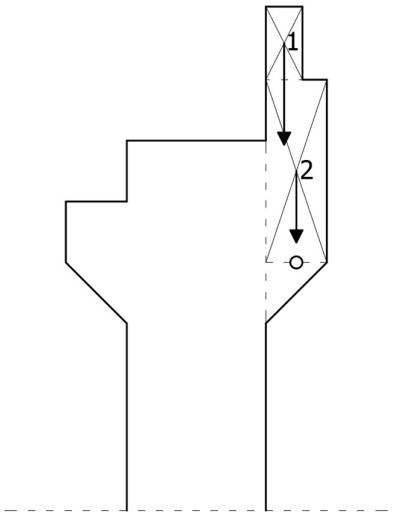
Tabel 5. 45 Kombinasi Beban Kuat I pada *Back Wall* Atas

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	61,776	0,000	0,000	0,000	0,000
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,000	218,383	0,000	68,412	0,000
Jumlah			**61,776**	**218,383**	**0,0**	**68,412**	**0,0**

b. *Back wall* bawah

1) Berat mati sendiri (*MS*)

Bentuk *back wall* bawah dapat dilihat pada Gambar 5.113 berikut ini.



Gambar 5. 113 Berat Mati Sendiri pada *Back Wall* bawah

Nilai gaya akibat berat mati sendiri *back wall* bawah diperhitungkan sebagaimana berikut ini.

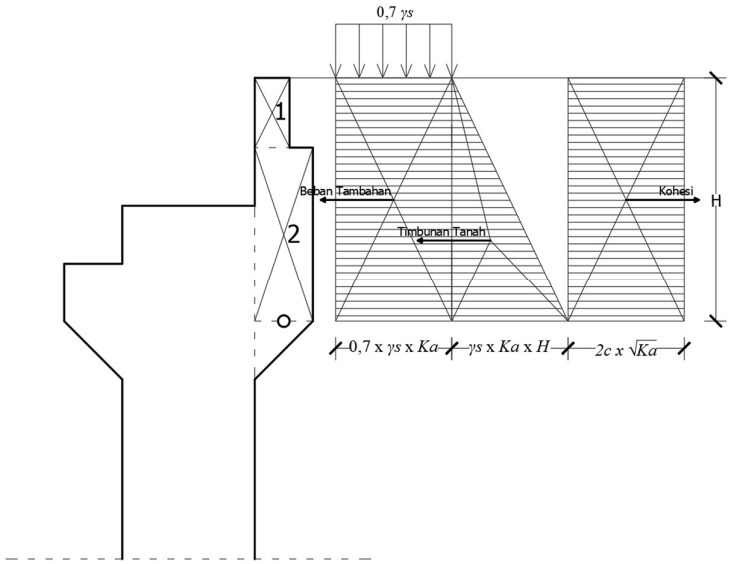
Tabel 5. 46 Perhitunngan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada *Back Wall* Bawah

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	0,3	0,6	1	11	24	47,520	0,100	-1,000	-4,752
2	0,5	1,5	0,5	11	24	198,000	0,000	1,000	0,000
Jumlah						**245,5**			**-4,8**

2) Tekanan tanah aktif (*TA*)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata

pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif pada *back wall* bawah ditunjukkan pada Gambar 5.114 berikut ini.



Gambar 5. 114 Diagram Tekanan Tanah Aktif *Back Wall* Bawah

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi Timbunan = 2,1 m

Lebar timbunan tanah = 10 m

Berat volume tanah = 16,17 kN/m^3

Sudut gesek dalam = 15^o

Kohesi = 23,53 kN/m^2

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding abutment

δ = 26^o

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

β = 0^o

Sudut pada dinding abutment terhadap garis horizontal

θ = 90^o

Faktor pengurangan kekuatan

$K_\phi{}^R$ = 0,7

Sudur geser efektif tanah

ϕ'_f $= \tan^{-1} (K_\phi^R \text{ x } \tan \phi)$

$= \tan^{-1} (0{,}7 \text{ x } \tan 15^o)$

$= 10{,}623^o$

Γ $= 1 + \sqrt{\frac{sin(\phi' f + \delta)\ x\ sin(\phi' f - \beta)}{sin(\theta - \delta)\ x\ sin(\theta + \beta)}}$

$= 1 + \sqrt{\frac{sin(10{,}623 + 26)\ x\ sin(10{,}623 - 0)}{sin(90 - 26)\ x\ sin(90 + 0)}}$

$= 1{,}350$

Koefisien tekanan tanah aktif

Ka $= \frac{sin^2(\theta + \phi' f)}{\Gamma\ [sin^2(\theta)\ x\ sin(\theta - \delta)]}$

$= \frac{sin^2(90 + 10{,}623)}{1{,}350 \text{ x } [sin^2(90)\ x\ sin(90 - 26)]}$

$= 0{,}796$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

TA1 $= -(0{,}7 \text{ x } \gamma s \text{ x } Ka \text{ x } H \text{ x } By)$

$= -(0{,}7 \text{ x } 16{,}17 \text{ x } 0{,}796 \text{ x } 2{,}1 \text{ x } 10)$

$= -189{,}271$ kN

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

TA2 $= -(0{,}5 \text{ x } \gamma s \text{ x } Ka \text{ x } H^2 \text{ x } By)$

$= -(0{,}5 \text{ x } 16{,}17 \text{ x } 0{,}796 \text{ x } 2{,}1^2 \text{ x } 10)$

$= -283{,}906$ kN

c) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

TA3 $= 2c\ x\ \sqrt{Ka}\ x\ H\ x\ By$

$= 2 \text{ x } 23{,}53 \text{ x } \sqrt{0{,}796} \text{ x } 2{,}1 \text{ x } 10$

$= 881{,}859$ kN

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.47

Tabel 5. 47 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall* Atas

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	-189,271	1,050	-198,734
Akibat Timbunan	-283,906	0,700	-198,734
Akibat Kohesi Timbunan	881,859	1,050	925,952
Jumlah	**408,682**		**528,484**

3) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* bawah dapat dilihat pada Tabel 5.48 berikut ini.

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back Wall* Bawah

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1.	Beban mati sendiri	*MS*	245,5	0	0	-4,752	0
2.	Tekanan tanah aktif	*TA*	0	408,7	0	528,5	0

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* bawah menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri

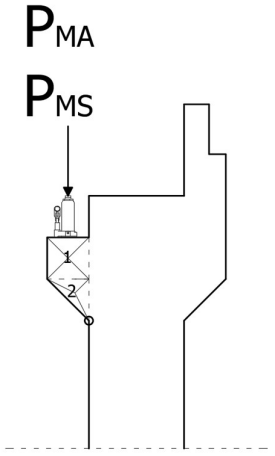
(*MS*) dan tekanan tanah aktif (*TA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* bawah.

Tabel 5. 49 Kombinasi Beban Kuat I pada *Back Wall* Bawah

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	319,2	0,0	0,0	-6,2	0,0
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0,0	510,9	0,0	660,605	0,0
Jumlah			**319,2**	**510,853**	**0,0**	**654,427**	**0,0**

4. Pembebanan pada *Corbel*

Corbel merupakan bagian pada abutment yang digunakan sebagai dudukan *hydraulic jack* pada saat proses *erection*, pemasangan elastomer, serta penggantian elastomer. Oleh karena itu, *corbel* harus mampu menahan berat struktur atas yang terdiri dari berat mati sendiri (*MS*) serta beban mati tambahan (*MA*). Selain itu, berat dari masing-masing *hydraulic jack* perlu diperhitungkan juga. Berikut ini merupakan penyaluran beban yang terjadi pada corbel yang ditunjukkan pada Gambar 5.115.



Gambar 5. 115 Pembebanan pada *Corbel*

a. Berat mati sendiri (*MS*)

Berat mati sendiri pada struktur atas diambil dari perhitungan sebelumnya yang diperoleh sebagaimana berikut ini.

1) Reaksi berat mati sendiri struktur atas ($P_{MS\ atas}$) = 4013,084 kN
2) Jarak dari *jack* ke titik tumpu *corbel* ($L_{MS\ atas}$) = -0,25 m
3) Momen berat mati sendiri struktur atas ($M_{MS\ atas}$) = P_{MS} x L_{MS}
   = 4013,084 x -0,25
   = -1003,271 kNm

Kemudian berat mati sendiri pada *corbel* dihitung sebagaimana Tabel 5.50 berikut ini.

Tabel 5. 50 Perhitunngan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada *Corbel*

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	0,5	0,5	1	11	24	66	0,250	-1	-16,5
2	0,5	0,5	0,5	11	24	33	0,167	-1	-5,5
Jumlah						**99**			**-22**

Selanjutnya dilakukan rekapitulasi gaya dan momen akibat beban mati sendiri sebagaimana Tabel 5.51 berikut ini.

Tabel 5. 51 Total Berat Mati Sendiri pada *Corbel*

No	Jenis Berat	P_{MS}	M_{MS}
		(kN)	(kNm)
1	Struktur Atas	4013,084	-1003,271
2	*Corbel*	99	-22
Total Berat		**4103,084**	**-1023,271**

b. Berat mati tambahan (*MA*)

Berat mati tambahan pada struktur atas diambil dari perhitungan sebelumnya yang diperoleh sebagaimana berikut ini.

1) Reaksi berat mati tambahan struktur atas ($P_{MS\ atas}$) = 1024 kN
2) Jarak dari *jack* ke titik tumpu *corbel* ($L_{MS\ atas}$) = -0,25 m
3) Momen berat mati sendiri struktur atas ($M_{MS\ atas}$) = P_{MS} x L_{MS}
   = 1024 x -0,25
   = -256 kNm

c. Berat akibat *hydraulic jack*

Pada *corbel* abutment menggunakan 6 buah *hydraulic jack* dengan kapasitas masing-masing 100 Ton. Berikut ini merupakan Perhitungan berat akibat *hydraulic jack* pada *corbel*.

Berat *hydraulic jack*	= 62 kg
	= 0,608 kN
Jumlah *hydraulic jack*	= 6 buah
Berat akibat *hydraulic jack* (P_{jack})	= 0,608 x 6
	= 3,648 kN
Jarak dari *jack* ke titik tumpu *corbel* (L_{jack})	= -0,25 m
Momen berat mati sendiri struktur atas (M_{jack})	= P_{jack} x L_{jack}
	= 3,648 x -0,25
	= -0,912 kNm

d. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *corbel* dapat dilihat pada Tabel 5.52 berikut ini.

Tabel 5. 52 Rekapitulasi Pembebanan pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1.	Beban mati sendiri	*MS*	4112,084	0	0	-1.025,271	0
2.	Beban mati tambahan	*MA*	1024,0	0	0	-256	0
3.	*hydraulic jack*	*MA*	3,649	0,0	0	-0,912	0

e. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *corbel* menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri (*MS*) dan beban mati tambahan (*MA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *corbel*.

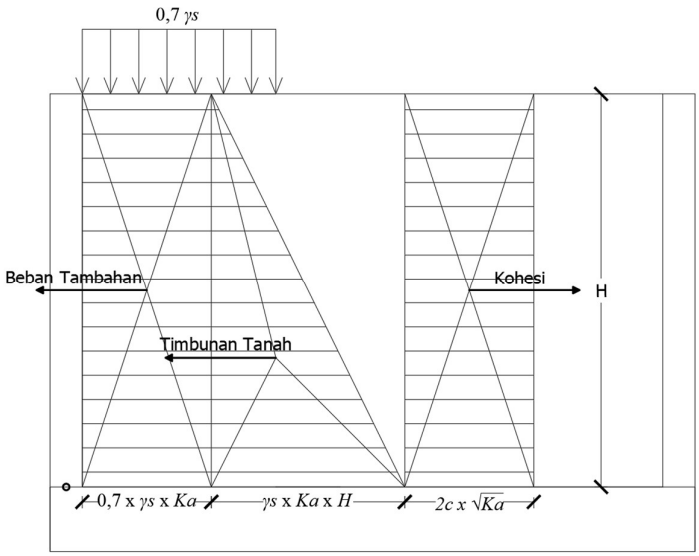
Tabel 5. 53 Kombinasi Beban Kuat I pada *Corbel*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	*MS*	1,3	5345,709	0	0	-1332,852	0
Beban mati tambahan	*MA*	2	2048	0	0	-512	0
hydraulic jack	*MA*	2	7,299	0	0	-1,825	0
Jumlah			**7401,008**	**0**	**0**	**-1846,677**	**0**

5. Pembebanan pada *Wing Wall*

Pembebanan yang terjadi pada *wing wall* diakibatkan tanah timbunan yang berada di belakang abutment. Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang

bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.116.



Gambar 5. 116 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada *Wing Wall*

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi Timbunan = 9,6 m

Lebar timbunan tanah = 5 m

Berat volume tanah = 16,17 kN/m^3

Sudut geser dalam = 15º

Kohesi = 23,53 kN/m^2

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding abutment

δ = 26º

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

β = 0º

Sudut pada dinding abutment terhadap garis horizontal

θ = 90º

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudur geser efektif tanah

ϕ'_f $= \tan^{-1} (K_\phi{}^R \text{ x } \tan \phi)$

$= \tan^{-1} (0{,}7 \text{ x } \tan 15^o)$

$= 10{,}623^o$

$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{sin(\phi' f + \delta)\ x\ sin(\phi' f - \beta)}{sin(\theta - \delta)\ x\ sin(\theta + \beta)}}$

$= 1 + \sqrt{\frac{sin(10{,}623 + 26)\ x\ sin(10{,}623 - 0)}{sin(90 - 26)\ x\ sin(90 + 0)}}$

$= 1{,}350$

Koefisien tekanan tanah aktif

$Ka = \frac{sin^2(\theta + \phi' f)}{\Gamma\ [sin^2(\theta)\ x\ sin(\theta - \delta)]}$

$= \frac{sin^2(90 + 10{,}623)}{1{,}350 \text{ x } [sin^2(90)\ x\ sin(90 - 26)]}$

$= 0{,}796$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a. Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA1 = -(0{,}7 \text{ x } \gamma s \text{ x } Ka \text{ x } H \text{ x } Bx)$

$= -(0{,}7 \text{ x } 16{,}17 \text{ x } 0{,}614 \text{ x } 9{,}6 \text{ x } 5)$

$= -432{,}618$ kN

b. Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$TA2 = -(0{,}5 \text{ x } \gamma s \text{ x } Ka \text{ x } H^2 \text{ x } Bx)$

$= -(0{,}5 \text{ x } 16{,}17 \text{ x } 0{,}614 \text{ x } 9{,}6^2 \text{ x } 5)$

$= -2966{,}526$ kN

c. Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$TA3 = 2c\ x\ \sqrt{Ka}\ x\ H\ x\ Bx$

$= 2 \text{ x } 23{,}53 \text{ x } \sqrt{0{,}614} \text{ x } 9{,}6 \text{ x } 5$

$= 2015{,}677$ kN

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.54

Tabel 5. 54 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Wing Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	-432,618	4,8	-2076,568
Akibat Timbunan	-2966,526	3,2	-9492,884
Akibat Kohesi Timbunan	2015,677	4,8	9675,251
Jumlah	**-1383,5**		**-1894,2**

Kombinasi beban yang digunakan pada *wing wall* hanya Kuat I karena beban yang terjadi hanya berasal dari tekanan tanah (*TA*) saja. Berikut ini perhitungan kombinasi beban yang digunakan pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.55.

Tabel 5. 55 Kombinasi Beban Kuat I pada *Wing Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25	0	0	-1729,334	0	-2367,751
Jumlah			**0,0**	**0,0**	**-1729,334**	**0,0**	**-2367,751**

6. Penulangan pada *breast wall*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *breast wall*, didapatkan nilai gaya dan momen pada setiap kombinasi pembebanannya. Dari kombinasi tersebut, diambil nilai terbesar untuk dilakukan perhitungan penulangan pada *breast wall*. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.56.

Tabel 5. 56 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	15504,0	-5733,2	0,0	-27131,8	0,0
Kuat II	14560,1	-5693,6	0,0	-26673,8	0,0
Kuat III	11256,4	-5554,8	487,5	-25071,0	6215,5
Kuat IV	11256,4	-5554,8	0,0	-25071,0	0,0
Kuat V	11358,2	-5554,8	139,3	-25071,0	1775,9
Ekstrim I EQx	11964,3	-7535,4	345,7	-41996,8	2938,4
Ekstrim I EQy	11964,3	-6169,8	1152,3	-30389,1	9794,6
Nilai Terbesar	**15503,952**	**-7535,404**	**1152,302**	**-41996,784**	**9794,566**

Breast wall dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *breast wall* ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.57 berikut ini.

Tabel 5. 57 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	15504,0	-5733,2	-27131,8	1409,5	-521,2	-2466,5
Kuat II	14560,1	-5693,6	-26673,8	1323,6	-517,6	-2424,9
Kuat III	11256,4	-5554,8	-25071,0	1023,3	-505,0	-2279,2
Kuat IV	11256,4	-5554,8	-25071,0	1023,3	-505,0	-2279,2
Kuat V	11358,2	-5554,8	-25071,0	1032,6	-505,0	-2279,2
Ekstrim I EQx	11964,3	-7535,4	-41996,8	1087,7	-685,0	-3817,9
Ekstrim I EQy	11964,3	-6169,8	-30389,1	1087,7	-560,9	-2762,6
Nilai Terbesar	**15503,952**	**-7535,404**	**-41996,784**	**1409,5**	**-685,0**	**-3817,889**

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

Pu = 1409,450 kN

Vux = 685,037 kN

Mux = 3817,889 kNm

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut ini.

a. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok pada *breast wall* menggunakan metode *Mn-Pn*. Adapun tahapan perencanaan dilakukan sebagaimana berikut ini.

Panjang penampang (*B*)	= 1000 m
Lebar penampang (*H*)	= 1200 m
Luas penampang (*Ag*)	= *B* x *H*
	= 1000 x 1200
	= 1200000 m^2
Mutu beton (*F'c*)	= 30 MPa
Mutu baja (*Fy*)	= 420 MPa
Diameter tulangan pokok (*dp*)	= 25 mm
Diameter tulangan sengkang (*ds*)	= 13 mm
Selimut beton (*sb*)	= 40 mm
Jarak minimum antar tulangan (*st*)	= 25 mm
Jarak tulangan pokok ke tepi beton (*d'*)	= *sb* + *ds* + *dp* + ½ *st*
	= 40 + 13 + 25 + 0,5 x 25
	= 90,5 mm
Tinggi efektif (*d*)	= *H* – *d'*
	= 1200 - 90,5
	= 1109,5 mm
Luas tulangan pokok (*As pokok*)	= ¼ x π x dp^2
	= ¼ x π x 25^2
	= 490,874 mm^2
β1	= 0,85 x $\left(\frac{f'c - 28}{7}\right)^{0,05}$
	= 0,85 x $\left(\frac{30 - 28}{7}\right)^{0,05}$

= 0,836

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok pada satu sisi berturut-turut mulai dari 0,50%, 0,60%, 0,70%, 0,80%, dan 0,90%. Kemudian nilai *Mu-Pu* diambil dari 3 kondisi sebagaimana berikut ini.

- Kondisi 1 (Kombinasi dengan *Pu* terbesar)

  Kombinasi = Kuat I

  Mu = 2466,524 kNm

  Pu = 1409,450 kN

- Kondisi 2 (Kombinasi dengan *Mu* terbesar)

  Kombinasi = Ekstrim 1 EQx

  Mu = 3817,889 kNm

  Pu = 1087,668 kN

- Kondisi 3 (Kombinasi dengan *Mu-Pu* terbesar)

  Kombinasi = Kuat I (*Pu*), Ekstrim I EQx (*Mu*)

  Mu = 3817,889 kNm

  Pu = 1409,450 kN

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan luas tulangan pokok satu sisi 0,70%. Untuk nilai lainnya akan ditampilkan langsung pada rekapitulasi *Mn-Pn*.

1) Jumlah tulangan pokok

   Luas satu tulangan pokok (*As pokok*) = 490,874 mm^2

   Luas satu sisi tulangan pokok (*As*) = 0,70% x *Ag*

   = 0,70% x 1200000

   = 8400 mm^2

   Jumlah satu sisi tulangan pokok (*n*) = *As* / *As pokok*

   = 8400 / 490,874

   = 17,112

   = 18 buah

   Luas satu sisi tulangan pokok pakai (*As'*) = *n* x *As pokok*

   = 18 x 490,874

= 8835,729 mm^2

Luas dua sisi tulangan pokok pakai (*Ast*) = 2 x As'

= 2 x 8835,729

= 17671,459 mm^2

2) Kondisi desak sentris (*Mn* = 0)

Pada kondisi desak sentris, gaya aksial yang terjadi tidak memiliki nilai eksentrisitas sehingga beban aksial tersebar secara sempurna dan tidak menghasilkan momen. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi desak sentris.

Pn = 0,8 x ((0,85 x *f'c* x (*Ag* – *Ast*) + (*Ast* x *fy*))

= 0,8 x ((0,85 x 30 x (1200000 - 17671,459)) + (17671,459 x 420))

= 29437433,207 N

= 29437,433 kN

ϕPn = 0,65 x *Pn*

= 0,65 x 29437,433

= 19134,332 kN

3) Kondisi *balance*

Pada kondisi *balance*, nilai regangan akibat tarik dan desak dianggap seimbang. Kondisi keseibangan tersebut menjadi pembatas antara dua keadaan penampang beton yang berbeda dalam keruntuhannya yaitu hancur karena tarik dan desak. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi *balance*.

$\beta 1$ = 0,836

εcu = 0,003

$\varepsilon y = \frac{fy}{200000}$

$= \frac{420}{200000}$

= 0,0021

$Cb = \frac{\varepsilon cu}{(\varepsilon y + \varepsilon cu)}$ x *d*

$= \frac{0,003}{(0,0021 + 0,003)}$ x 1109,5

= 652,647 mm

ab $= \beta 1$ x Cb

$= 0{,}836$ x $652{,}647$

$= 545{,}426$ mm

εs $= \frac{(d - C\ )}{(Cb)}$ x $0{,}003$

$= \frac{(1109{,}5 - 652{,}647)}{(652{,}647)}$ x $0{,}003$

$= 0{,}0021$

$\varepsilon s'$ $= \frac{(Cb - d\prime)}{(Cb)}$ x $0{,}003$

$= \frac{(652{,}647 - 90{,}5\ )}{(652{,}647\ )}$ x $0{,}003$

$= 0{,}002584$

Ccb $= 0{,}85$ x $f'c$ x ab x H

$= 0{,}85$ x 30 x $545{,}426$ x 1200

$= 16690050$ N

Csb $= As'$ x $(fy - (0{,}85\ x\ f'c))$

$= 8835{,}729$ x $(420 - (0{,}85$ x $30))$

$= 3098395{,}755$ N

Tsb $= As'$ x fs'

$= 8835{,}729$ x 420

$= 3298672{,}286$ N

Pnb $= Ccb + Csb - Tsb$

$= 16690050 + 3098395{,}755 - 3298672{,}286$

$= 16489773{,}468$ N

$= 16489{,}773$ kN

Mnb $= [Ccb$ x $(H/2 - ab/2)] + [Csb$ x $(H/2 - d')] +$
$[Tsb$ x $(H/2 - d')]$

$= [16690050$ x $(1200/2 - 545{,}426/2)] +$
$[3098395{,}755$ x $(1200/2 - 90{,}5)] +$
$[3298672{,}286$ x $(1200/2 - 90{,}5)]$

$= 8721738634{,}104$ Nmm

$= 8721{,}739$ kNm

Karena 0,002 < εs < 0,005, maka ϕ dihitung sebagaimana berikut ini

ϕ = 0,65 + ((εs – 0,002) x (250/3))

= 0,65 + ((0,0021 – 0,002) x (250/3))

= 0,658

ϕPn = ϕ x Pnb

= 0,658 x 16489,773

= 10855,768 kN

ϕMn = ϕ x Mnb

= 0,658 x 8721,739

= 5741,811 kN

4) Kondisi patah desak ($C > Cb$, $C = 1{,}5\ Cb$)

Patah desak terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral (C) lebih besar dari Cb. Pada perhitungan ini digunakan nilai $C = 1{,}5\ Cb$ sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai Mn dan Pn pada kondisi patah desak.

C = 1,5 Cb

= 1,5 x 652,647

= 978,971 mm

a = $\beta 1$ x C

= 0,836 x 978,971

= 818,140 mm

εy = $\frac{fy}{200000}$

= $\frac{420}{200000}$

= 0,0021

εs = $\frac{(d - C)}{(C)}$ x 0,003

= $\frac{(1109{,}5 - 978{,}971)}{(978{,}971)}$ x 0,003

= 0,0004

Karena εs < εy, maka nilai fs dihitung sebagaimana berikut ini.

fs = εs x 200000

= 0,0004 x 200000

= 80 MPa

$\varepsilon s'$ $= \frac{(C - d\prime)}{(C)}$ x 0,003

$= \frac{(978{,}971 - 90{,}5\ )}{(978{,}971)}$ x 0,003

= 0,00272

Karena $\varepsilon s' > \varepsilon y$, maka nilai fs' dihitung sebagaimana berikut ini.

fs' $= fy$

= 420 MPa.

Cc $= 0{,}85 \text{ x } f'c \text{ x } a \text{ x } H$

= 0,85 x 30 x 818,140 x 1200

= 25035075 N

Cs $= As' \text{ x } (fy - (0{,}85 \text{ x } f'c))$

= 8835,729 x (420 – (0,85 x 30))

= 3098395,755 N

Ts $= As' \text{ x } fs$

= 8835,729 x 80

= 628318,531 N

Pn $= Cc + Cs - Ts$

= 25035075 + 3098395,755 - 628318,531

= 27505152,224 N

= 27505,152 kN

Mn $= [\text{Cc x } (H/2 - a/2)] + [Cs \text{ x } (H/2 - d')] +$
$[Ts \text{ x } (H/2 - d')]$

= [25035075 x (1200/2 - 818,140/2)] +
[3098395,755 x (1200/2 - 90,5)] +
[628318,531 x (1200/2 - 90,5)]

= 6678711479,750 Nmm

= 6678,711 kNm

Karena $\varepsilon s < 0{,}002$, maka $\phi = 0{,}65$

ϕPn $= \phi \text{ x } Pn$

= 0,65 x 27505,152

= 17878,349 kN

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,65 x 6678,711

= 4341,162 kN

5) Kondisi patah tarik ($C < Cb$, C = 0,5 Cb)

patah tarik terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral (C) lebih kecil dari Cb. Pada perhitungan ini digunakan nilai C = 0,5 Cb sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai Mn dan Pn pada kondisi patah tarik.

C = 0,5 Cb

= 0,5 x 652,647

= 326,324 mm

a = $\beta 1$ x C

= 0,836 x 326,324

= 272,713 mm

εy = $\frac{fy}{200000}$

= $\frac{420}{200000}$

= 0,0021

εs = $\frac{(d-C)}{(C)}$ x 0,003

= $\frac{(1109{,}5-326{,}324)}{(326{,}324)}$ x 0,003

= 0,0072

Karena $\varepsilon s > \varepsilon y$, maka nilai $fs = fy$ = 420 MPa.

$\varepsilon s'$ = $\frac{(C-d\prime)}{(C)}$ x 0,003

= $\frac{(326{,}324-90{,}5)}{(326{,}324)}$ x 0,003

= 0,00217

Karena $\varepsilon s' > \varepsilon y$, maka nilai $fs' = fy$ = 420 MPa.

Cc = 0,85 x $f'c$ x a x H

= 0,85 x 30 x 272,713 x 1200

= 8345025 N

Cs = As' x (fy – (0,85 x $f'c$))

= 8835,729 x (420 – (0,85 x 30))

= 3098395,755 N

Ts = As' x fs

= 8835,729 x 420

= 3298672,286 N

Pn = Cc + Cs – Ts

= 8345025 + 3098395,755 - 3298672,286

= 8144748,468 N

= 8144,748 kN

Mn = [Cc x (H/2 - a/2)] + [Cs x (H/2 - d')] + [Ts x (H/2 - d')]

= [8345025 x (1200/2 - 272,713/2)] + [3098395,755 x (1200/2 - 90,5)] + [3298672,286 x (1200/2 - 90,5)]

= 7128421783,644 Nmm

= 7128,422 kNm

Karena εs > 0,005, maka ϕ = 0,9

ϕPn = ϕ x Pn

= 0,9 x 8144,748

= 7330,274 kN

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,9 x 7128,422

= 6415,580 kN

6) Kondisi lentur murni

Pada kondisi lentur murni eksentrisitas beban yang terjadi tidak terhingga dan nilai Pn = 0 sehingga nilai yang dicari adalah momennya. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai momen pada kondisi lentur murni.

Pn = Cc + Cs – Ts = 0

Ts = $Cc + Cs$

As x Fy = (0,85 x $f'c$ x $\beta 1$ x H) + (As' x c - d' / c x 0.003 x εs)

untuk mencari nilai C dilakukan dengan menggunakan rumus ABC sebagaimana berikut ini.

A = -(0,85 x $f'c$ x $\beta 1$ x H)

= -(0,85 x 30 x 0,836 x 1200)

= -25572,857

B = (As' x fy) – (As' x 200000 x 0,003)

= (8835,729 x 420) – (8835,729 x 200000 x 0,003)

= -1413716,694

C = As' x 200000 x 0,003 x d'

= 8835,729 x 0,003 x 90,5

= 426471202,725

$$c1 = -B + \sqrt{\frac{B^2 - (4\ x\ A\ x\ C)}{2\ x\ A}}$$

$$= 1413716{,}694 + \sqrt{\frac{(-1413716{,}694)^2 - (4\ x\ -2557\ \ ,857\ x\ 426471202{,}725\ )}{2\ x\ (-2557\ \ ,857)}}$$

= -159,704 mm

$$c2 = -B - \sqrt{\frac{b^2 - (4\ x\ A\ x\ C)}{2\ x\ A}}$$

$$= 1413716{,}694 - \sqrt{\frac{(-1413716{,}694)^2 - (4\ x\ -255\ \ \ ,857\ x\ 426471202{,}725\ )}{2\ x\ (-25572{,}85\ \ )}}$$

= 104,422 mm

C pakai = 104,422 mm

a = $\beta 1$ x C

= 0,836 x 104,422

= 87,267 mm

$$\varepsilon y = \frac{fy}{200000}$$

$$= \frac{420}{200000}$$

= 0,0021

$$\varepsilon s = \frac{(d\ -C)}{(C)}\ \text{x}\ 0{,}003$$

$= \frac{(1109{,}5 - 104{,}422)}{(104{,}422)}$ x 0,003

= 0,02888

Karena $\varepsilon s > \varepsilon y$, maka nilai $fs = fy$ = 420 MPa.

$\varepsilon s'$ $= \frac{(C - d')}{(C)}$ x 0,003

$= \frac{(104{,}422 - 90{,}5)}{(104{,}422)}$ x 0,003

= 0,00040

Karena $\varepsilon s' < \varepsilon y$, maka nilai fs' dihitung sebagaimana berikut ini.

fs' $= \varepsilon s'$ x 200000

= 0,00040 x 200000

= 79,997 MPa

Cc = 0,85 x $f'c$ x a x H

= 0,85 x 30 x 87,267 x 1200

= 2670379,558 N

Cs = As' x fs'

= 8835,729 x 79,997

= 628292,729 N

Ts = As' x fs

= 8835,729 x 420

= 3298672,286 N

Pn = $Cc + Cs - Ts$

= 2670379,558 + 628292,729 - 3298672,286

= 0 N

= 0 kN

Mn = [Cc x (H/2 - $a/2$)] + [Cs x ($H/2$ - d')] +
[Ts x ($H/2$ - d')]

= [2670379,558 x (1200/2 - 87,267 /2)] +
[628292,729 x (1200/2 - 90,5)] +
[3298672,286 x (1200/2 - 90,5)]

= 3486497994,939 Nmm

= 3486,498 kNm

Karena εs > 0,005, maka ϕ = 0,9

ϕPn = ϕ x Pn

= 0,9 x 0

= 0 kN

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,9 x 3486,498

= 3137,848 kN

7) Kondisi tarik sentris

Pada kondisi tarik sentris kekuatan tarik tulangan baja mengalami kegagalan akibat tarik yang terjadi. Selain itu, karena tidak terdapat eksentrisitas maka tidak terjadi momen. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mencari gaya akibat tarik sentris.

Pn = -(Ast x fy)

= -(17671,459 x 420)

= -6597344,573N

= -6597,345 kN

Mn = 0 kN

ϕ = 0,9

ϕPn = ϕ x Pn

= 0,9 x -6597,345

= -5937,610 kN

ϕMn = ϕ x Mn

= 0,9 x 0

= 0 kN

8) Rekapitulasi ϕMn-ϕPn

Berikut ini merupakan rekapitulasi desain tulangan hasil perhitungan ϕMn-ϕPn dari setiap kondisi dengan *trial* luasan tulangan longitudinal terhadap luasan penampang bruto beton dalam satu sisi berturut-turut sebesar 0,50%, 0,60%, 0,70%, 0,80 %, dan 0,90%.



Gambar 5.117 Grafik Mn-Pn *Breast Wall* Abutment

Dari ketiga kondisi didapatkan kondisi kritis pada kondisi 2 sehingga luasan tulangan satu sisi yang digunakan adalah 0,70% dengan nilai momen nominal sebesar 4002,2544 kNm dan kuat desak nominal sebesar 18298,803 kN. Jumlah tulangan tiap meter yang digunakan dalam satu sisi sebanyak 18 buah yang dipasang 2 lapis.

9) Cek tulangan pokok

Ag = 1200000 mm^2

Ast digunakan = 17671,459 mm^2

As min 1 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times H \times d'$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1200 \times 90{,}5$

= 354,063 mm^2

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} \times H \times d'$

$= \frac{1{,}4}{420} \times 1200 \times 90{,}5$

= 362 mm^2

As maks = 0,85 x $\frac{3}{7}$ x *β1* x *H* x *d'*

= 0,85 x $\frac{3}{7}$ x 0,836 x 1200 x 90,5

= 33062,051 mm^2

Cek rasio tulangan sebenarnya

ρ = $\frac{Ast\ digunakan}{Ag}$ x 100%

= $\frac{17671,459}{1200000}$ x 100%

= 1,473%

Menurut RSNI T-12 (2004) nilai rasio tulangan memanjang kolom tidak boleh kurang dari 1% *Ag* dan tidak boleh lebih besar dari 8% *Ag*. Pada hasil perhitungan didapatkan nilai rasio tulangan memanjang sebesar 1,473% *Ag* sehingga memenuhi syarat yang ada. Tulangan pokok yang digunakan pada *breast wall* adalah **D25-100**.

10) Cek persyaratan *P-Δ*

Menurut SNI 2833 (2016), perpindahan lateral pada kolom atau pilar baik arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagaimana berikut ini.

ΔPu < *0,25ϕMn*

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

Gaya desak ultimit (*Pu*) = 1409,450 kN

Momen ultimit (*Mu*) = 3817,889 kNm

Momen lentur nominal (*Mn*) = 4002,2544 kNm

Faktor reduksi lentur (ϕ) = 0,8

Momen inersia penampang (*I*) = $\frac{1}{12}$ x *B* x *H*^{3}

= $\frac{1}{12}$ x 1 x 1,2^3

= 1,444 m^4

Modulus elastisitas beton (*Ec*) = 4700 x $\sqrt{f'c}$

= 4700 x $\sqrt{30}$

= 25742.9602 N/mm^2

= 25742960,2 kN/m^2

Faktor modifikasi respons (R) = 2

Periode mode getar arah X (Tx) = 0,284738 detik

Periode panjang (Ts) = 0,901534 detik

1,25 Ts = 1,25 x 0,901534

= 1,126917 detik

Karena nilai Tx < 1,25 Ts, maka nilai Rd dihitung sebagaimana berikut ini.

Rd $= \left(1 - \frac{1}{R}\right) x \frac{1{,}25\,Ts}{Tx} + \frac{1}{R}$

$= \left(1 - \frac{1}{2}\right) x \frac{1{,}126917}{0{,}284738} + \frac{1}{2}$

= 2,479

Δe $= \frac{Mu\ x\ L^2}{Ec\ x\ I}$

$= \frac{3817{,}889\ x\ 8{,}5^2}{25742960{,}2\ \ x\ 1{,}444}$

= 0,0744 m

Δ = Rd x Δe

= 2,479 x 0,0744

= 0,184 m

ΔPu = Δ x Pu

= 0,184 x 1409,450

= 259,982 kNm

0,25ϕMn = 0,25 x 0,8 x 4002,2544

= 800,451 kNm

ΔPu < 0,25ϕMn **Aman!**

b. Tulangan geser

Nilai gaya geser yang terjadi pada *breast wall* diambil dari gaya horizontal arah x karena memiliki bagian yang cukup kritis jika dibandingkan dengan arah y.

Gaya geser rencana (Vu) = 685,037 kN

Gaya desak ultimate (Pu) = 1409,450 kN

Diameter tulangan geser (*ds*) = 13 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Luas satu tulangan (A_1d) = 0,25 x π x ds^2

= 0,25 x π x 13^2

= 132,732 mm^2

Lebar tinjauan (*b*) = 1000 mm

Tinggi (*h*) = 1200 mm

Luas penampang (*Ag*) = 1200000 mm^2

Jarak titik berat tulangan ke tepi beton (*d'*) = 71,5 mm

Tinggi efektif (*d*) = h - d'

= 1200 - 71,5

= 1128,5 mm

1) Kuat geser beton

ϕVc $= 0{,}75 \text{ x } \left(1 + \frac{Pu}{14\ x\ Ag}\right) \text{ x } \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) \text{ x } b \text{ x } d$

$= 0{,}75 \text{ x } \left(1 + \frac{1409{,}450}{14\ x\ 1200000}\right) \text{ x } \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \text{ x } 1000 \text{ x } 1128{,}5$

= 772695,9532 N

= 772,696 kN

Karena $\phi Vc > Vu$, maka tulangan geser yang diberikan adalah tulangan geser minimum.

2) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

a) Syarat 1

Smin = 0,5 h

= 0,5 x 1200

= 600 m

b) Syarat 2

Smin = 300 mm

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada *breast wall* menggunakan tulangan D13-300.

c. Tulangan pengekang

Menurut RSNI T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom harus dikekang secara lateral apabila jarak pusat ke pusat antar tulangan lebih dari 150 mm. Dari data sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

Pu = 1409,450 kN

ϕPn = 18298,803 kN

$0{,}5\phi Pn$ = 9149,4015 kN

Dari data tersebut didapatkan bahwa $Pu < 0{,}5\phi Pn$ sehingga tidak perlu dilakukan perhitungan lanjut untuk tulangan pengekang. Kemudian tulangan pengekang dipasang setiap 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang pada *breast wall* menggunakan tulangan D13-300.

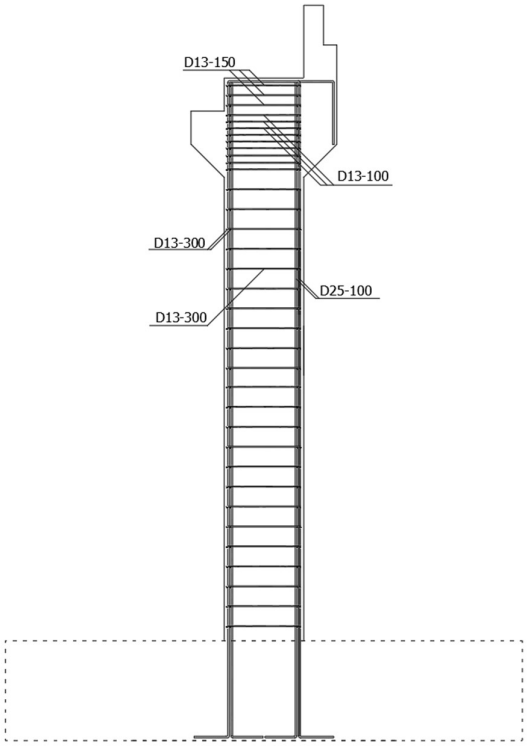
d. Rekapituasi tulangan *breast wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.58.

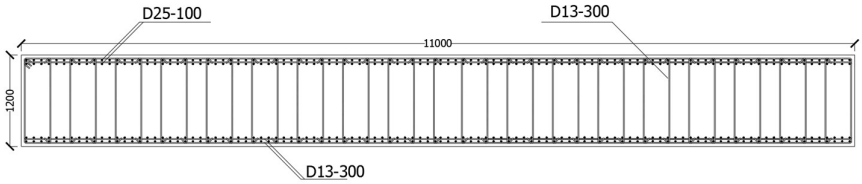
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Tulangan *Breast Wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-100
Tulangan geser	D13-300
Tulangan pengekang	D13-300

Kemudian pemasangan tulangan pada *breast wall* ditunjukkan pada Gambar 5.118 dan Gambar 5.119.



Gambar 5. 118 Tampak Samping Pemasangan Tulangan *Breast Wall*



Gambar 5. 119 Tampak Melintang Pemasangan Tulangan *Breast Wall*

7. Penulangan pada *back wall*

   a. *Back wall* atas

      Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* atas, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* atas yang ditunjukkan pada Tabel 5.59.

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Back Wall* Atas

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Px***	***Py***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	61,776	218,383	0,0	68,412	0,0

back wall atas dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *back wall* atas ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.60 berikut ini.

Tabel 5. 60 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back Wall* Atas

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	Pu	***Px***	***Mx***	***Pu***	***Px***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	61,776	218,383	68,412	5,616	19,853	6,219

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

Pu = 5,616 kN

Vux = 19,853 kN

Mux = 6,219 kNm

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut ini.

1) Tulangan pokok

   Diameter tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

   Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

   Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

   Tebal *back wall* atas (*t*) = 300 mm

   Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (l) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (Mu) = 6,219 kNm

1) Menghitung nilai momen nominal (Mn)

$Mn = \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{6,219}{0,8}$

= 7,774 kNm

2) Menentukan tinggi efektif (d)

d = *t - sb - (0,5 x dp)*

= 300 - 40 - (0,5 x 19)

= 250,5 mm

3) Menghitung nilai *Rn*

$Rn = \frac{Mn}{b \,.\, d^2}$

$= \frac{7,774}{1000\ x\ 250,5^2}$

= 0,124 MPa

4) Menghitung nilai *m*

$m = \frac{fy}{0,85\,.\,f'c}$

$= \frac{420}{0,85\ x\ 30}$

= 16,471

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ *min 1* $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ *min 2* $= \frac{\sqrt{f'c}}{4\,.\,fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4\,.\,420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \; x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.\, m \,.\, Rn}{Fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{16{,}471} \; x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; x \; 16{,}471 \; x \; 0{,}124}{420}}\right)$$

$$= 0{,}000296$$

Karena *ρ min* > *ρ perlu,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai = 0,00333

6) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho \; x \; l \; x \; d$

$= 0{,}00333$x 1000 x 250,5

$= 835 \text{ mm}^2$

As pokok2 $= \frac{l \,.\, d}{Fy}$

$= \frac{1000 \,.\, 250{,}5}{420}$

$= 596{,}429 \text{ mm}^2$

As pokok pakai $= 835 \text{ mm}^2$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d \,.\, l}{As}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 19^2 \,.\, 1000}{835}$

$= 339{,}555$

S_{pokok} *pakai* $= 300 \text{ mm}$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d \,.\, l}{S \; pakai}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 19^2 \,.\, 1000}{300}$

$= 945{,}096 \text{ mm}^2$

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada *back wall* atas menggunakan tulangan D19-300.

3) Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal (*t*) = 300 mm

a) Menghitung luas tulangan bagi (*As*)

As bagi 1 = 50% x *As pokok*

= 50% x 945,096

= 471,5 mm^2

As bagi 2 = 0,002 *x l x t*

= 0,002 x 1000 x 300

= 600 mm^2

As bagi pakai = 600 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.\, l}{As}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 13^2 \,.\, 1000}{600}$

= 221,220 mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *t*

= 5 x 300

= 1500 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 200 mm

b) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d \,.\, l}{S \; bagi \; pakai}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 13^2 \,.\, 1000}{200}$

= 663,661 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* atas menggunakan tulangan D13-200.

b. *Back wall* bawah

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* bawah, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* bawah yang ditunjukkan pada Tabel 5.61.

Tabel 5. 61 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	319,176	510,853	0,0	654,427	0,0

Back wall bawah dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *back wall* bawah ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.62 berikut ini.

Tabel 5. 62 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	319,176	510,853	654,427	29,016	46,441	59,493

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

Pu = 29,016 kN

Vux = 46,441 kN

Mux = 59,493 kNm

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut ini.

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal *back wall* bawah (*t*) = 500 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (*l*) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (*Mu*) = 59,493 kNm

a) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*)

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi}$$

$$= \frac{59{,}493}{0{,}8}$$

$$= 74{,}367 \text{ kNm}$$

b) Menentukan tinggi efektif (*d*)

$$d = t - sb - (0{,}5 \times dp)$$

$$= 500 - 40 - (0{,}5 \times 19)$$

$$= 450{,}5 \text{ mm}$$

c) Menghitung nilai *Rn*

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{74{,}367}{1000 \times 450{,}5^2}$$

$$= 0{,}366 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai *m*

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \cdot f'c}$$

$$= \frac{420}{0{,}85 \times 30}$$

$$= 16{,}471$$

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1,4}{fy}$

$= \frac{1,4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \, . \, fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \, . \, 420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

ρ perlu $= \frac{1}{m} \, x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, . \, m \, . \, Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16,471} \, x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, x \, 16,471 \, x \, 0,366}{420}}\right)$

= 0,000879

Karena *ρ min* > *ρ perlu,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai = 0,00333

f) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho \, x \, l \, x \, d$

= 0,00333 x 1000 x 450,5

= 1501,667 mm^2

As pokok2 $= \frac{l \, . \, d}{Fy}$

$= \frac{1000 \, . \, 450,5}{420}$

= 1072,619 mm^2

As pokok pakai = 1501,667 mm^2

g) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d \, . \, l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 19^2\ .\ 1000}{1501{,}667}$

= 188,809

S_{pokok} *pakai* = 150 mm

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d\ .\ l}{S\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 19^2\ .\ 1000}{150}$

= 1890,192 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada *back wall* atas menggunakan tulangan D19-150.

2) Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal (*t*) = 500 mm

a) Menghitung luas tulangan bagi (*As*)

As bagi 1 = 50% x *As pokok*

= 50% x 1890,192

= 945,096 mm^2

As bagi 2 = 0,002 *x l x t*

= 0,002 x 1000 x 500

= 1000 mm^2

As bagi pakai = 1000 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

S_{bagi} $= \frac{A1d\ .\ l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{1000}$

= 132,737 mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *t*

= 5 x 500

= 2500 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 100 mm

c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$As' = \frac{A1d\ .\ l}{S\ bagi\ pakai}$$

$$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{100}$$

$$= 1327{,}323\ mm^2$$

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* bawah menggunakan tulangan D13-100.

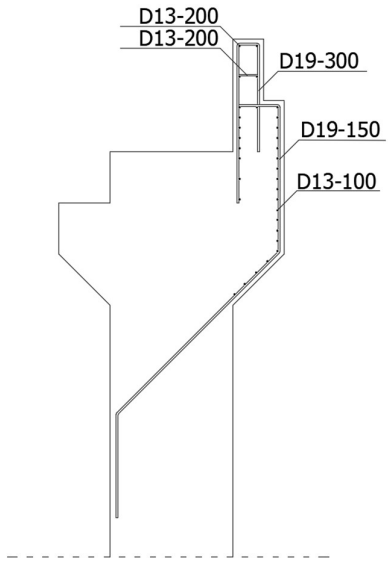
c. Rekapitulasi tulangan *back wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *back wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.63.

Tabel 5. 63 Rekapitulasi Tulangan *back wall*

Bagian	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Back wall atas	Tulangan pokok	D19-300
	Tulangan bagi	D13-200
Back wall bawah	Tulangan pokok	D19-150
	Tulangan bagi	D13-100

Kemudian pemasangan tulangan pada *back wall* ditunjukkan pada Gambar 5.120 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 120 Tampak Samping Pemasangan Tulangan *Back Wall*

8. Penulangan pada *corbel*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *corbel*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *corbel* yang ditunjukkan pada Tabel 5.64.

Tabel 5. 64 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Corbel*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	7401,008	0,0	0,0	-1846,677	0,0

Corbel dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *corbel* ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.65 berikut ini.

Tabel 5. 65 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Corbel*

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	7401,008	0,0	-1846,677	672,819	0,000	-167,880

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

Pu = 672,819 kN

Vux = 0,0 kN

Mux = 167,880 kNm

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut ini.

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal *corbel* (*t*) = 500 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (*l*) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (*Mu*) = 167,880kNm

1) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*)

Mn $= \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{167,880}{0,8}$

= 209,850 kNm

2) Menentukan tinggi efektif (*d*)

d = *t - sb - (0,5 x dp)*

= 500 - 40 - (0,5 x 25)

= 447,5 mm

3) Menghitung nilai *Rn*

Rn $= \frac{Mn}{l \,.\, d^2}$

$= \frac{209{,}850}{1000 \; x \; 447{,}5^2}$

= 1,048 MPa

4) Menghitung nilai *m*

m $= \frac{fy}{0{,}85 \,.\, f'c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \; x \; 30}$

= 16,471

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \,.\, fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \,.\, 420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

ρ perlu $= \frac{1}{m} \; x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.\, m \,.\, Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16{,}471} \; x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; x \; 16{,}471 \; x \; 1{,}048}{420}}\right)$

= 0,00255

Karena *ρ min* > *ρ perlu,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai = 0,00333

6) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho \; x \; l \; x \; d$

$= 0{,}00333 \text{ x } 1000 \text{ x } 447{,}5$

$= 1491{,}667 \text{ mm}^2$

As pokok2 $= \frac{l \; . \; d}{Fy}$

$= \frac{1000 \; . \; 447{,}5}{420}$

$= 1065{,}476 \text{ mm}^2$

As pokok pakai $= 1491{,}667 \text{ mm}^2$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d \; . \; l}{As}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \; . \; 1000}{1491{,}667}$

$= 329{,}077$

S_{pokok} *pakai* $= 300 \text{ mm}$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d \; . \; l}{S \; pakai}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \; . \; 1000}{300}$

$= 1636{,}246 \text{ mm}^2$

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada *corbel* menggunakan tulangan **D25-300**.

b. Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal corbel (*t*) = 500 mm

1) Menghitung luas tulangan bagi (*As bagi*)

As bagi 1 $= 50\% \text{ x } As'$

$= 50\% \text{ x } 1636{,}246$

$= 818{,}123 \text{ mm}^2$

As bagi 2 $= 0{,}002 \; x \; l \; x \; t$

$= 0{,}002 \text{ x } 1000 \text{ x } 500$

= 1000 mm^2

As bagi pakai = 1000 mm^2

2) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

$S_{bagi} = \frac{A1d\ .\ l}{As}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{1000}$

= 132,732 mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *t*

= 5 x 500

= 2500 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 100 mm

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$As' = \frac{A1d\ .\ l}{S\ bagi\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{100}$

= 1327,323 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada *corbel* menggunakan tulangan **D13-100**.

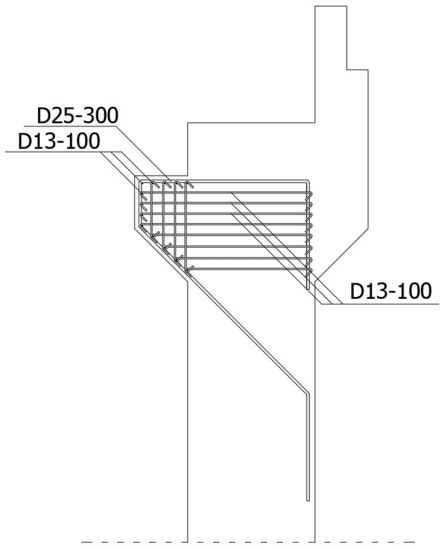
c. Rekapitulasi tulangan *corbel*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *corbel* yang ditunjukkan pada Tabel 5.66.

Tabel 5. 66 Rekapitulasi Tulangan *Corbel*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-300
Tulangan bagi	D13-100

Kemudian pemasangan tulangan pada *corbel* ditunjukkan pada Gambar 5.121 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 121 Tampak Samping Pemasangan Tulangan *Corbel*

9. Penulangan pada *wing wall*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *wing wall*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.67.

Tabel 5. 67 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Wing Wall*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	0,0	0,0	-1729,334	0,0	-2367,751

Wing wall dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu Y. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *wing wall* ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu Y dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.68 berikut ini.

Tabel 5. 68 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Wing Wall*

Kombinasi Beban	Lebar = 5 m			Lebar = 1 m		
	Pu	Py	My	Pu	Py	My
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	0	-1729,334	-2367,751	0	-345,867	-473,550

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

Pu = 0 kN

Vuy = 1729,334 kN

Muy = 473,550 kNm

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagaimana berikut ini.

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal *wing wall* (*t*) = 500 mm

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Lebar tinjauan (*b*) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (*Mu*) = 473,550 kNm

1) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*)

Mn $= \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{473{,}550}{0{,}8}$

= 591,938 kNm

2) Menentukan tinggi efektif (*d*)

d = *t - sb - (0,5 x dp)*

= 500 - 40 - (0,5 x 25)

= 447,5 mm

3) Menghitung nilai *Rn*

Rn $= \frac{Mn}{b \,.\, d^2}$

$= \frac{591{,}938}{1000 \; x \; 447{,}5^{\,2}}$

= 2,956 MPa

4) Menghitung nilai *m*

m $= \frac{fy}{0{,}85 \,.\, f'c}$

$= \frac{420}{0{,}85 \; x \; 30}$

= 16,471

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

= 0,00333

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \,.\, fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \,.\, 420}$

= 0,00326

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai = 0,00333

Rasio tulangan perlu

ρ perlu $= \frac{1}{m} \; x \; \left(1 \; - \; \sqrt{1 \; - \; \frac{2 \,.\, m \,.\, Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16{,}471} \; x \; \left(1 \; - \; \sqrt{1 \; - \; \frac{2 \; x \; 16{,}471 \; x \; 2{,}956}{420}}\right)$

= 0,0075

Karena *ρ perlu* > *ρ min,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai = 0,0075

6) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho \; x \; b \; x \; d$

$= 0{,}0075 \text{ x } 1000 \text{ x } 447{,}5$

$= 3356{,}810 \text{ mm}^2$

As pokok2 $= \frac{b \; . \; d}{Fy}$

$= \frac{1000 \; . \; 447{,}5}{420}$

$= 1065{,}476 \text{ mm}^2$

As pokok pakai $= 3356{,}810 \text{ mm}^2$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

S_{pokok} $= \frac{A1d \; . \; b}{As}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \; . \; 1000}{3356{,}810}$

$= 146{,}232$

S_{pokok} *pakai* $= 140$ mm

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d \; . \; b}{S \; pakai}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \; . \; 1000}{140}$

$= 3506{,}242 \text{ mm}^2$

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada *wing wall* menggunakan tulangan **D25-140**.

b. Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

Lebar Tinjauan (*l*) = 1000 mm

Tebal (*t*) = 500 mm

1) Menghitung luas tulangan bagi (*As bagi*)

As bagi 1 $= 50\% \text{ x } As'$

$= 50\% \text{ x } 3506{,}242$

$= 1753{,}121 \text{ mm}^2$

As bagi 2 = 0,002 *x b x ts*

= 0,002 x 1000 x 500

= 1000 mm^2

As bagi pakai = 1753,121 mm^2

2) Menghitung jarak tulangan bagi (*S*)

S_{bagi} $= \frac{A1d\ .\ b}{As\ bagi}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{1753{,}121}$

= 75,712 mm

$S_{maks\ 1}$ = 5 x *t*

= 5 x 500

= 1000 mm

$S_{maks\ 2}$ = 450 mm

S_{bagi} pakai = 75 mm

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' bagi $= \frac{A1d\ .\ b}{S\ bagi\ pakai}$

$= \frac{0{,}25\ x\ \pi\ x\ 13^2\ .\ 1000}{75}$

= 1769,764 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan bagi pada *wing wall* menggunakan tulangan **D13-75**.

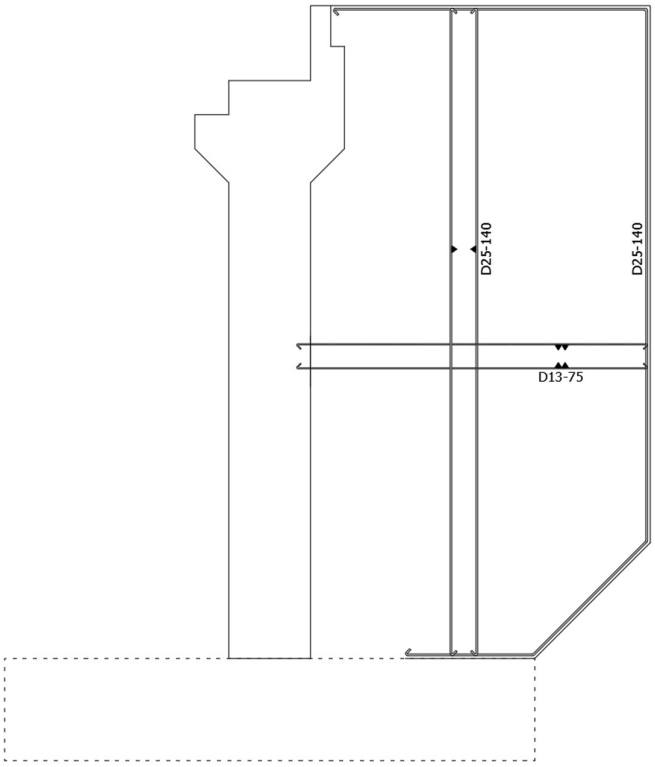
c. Rekapitulasi tulangan *wing wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.69.

Tabel 5. 69 Rekapitulasi Tulangan *Wing Wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-140
Tulangan bagi	D13-75

Kemudian pemasangan tulangan pada *wing wall* ditunjukkan pada Gambar 5.122 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 122 Tampak Samping Pemasangan Tulangan *Wing Wall*

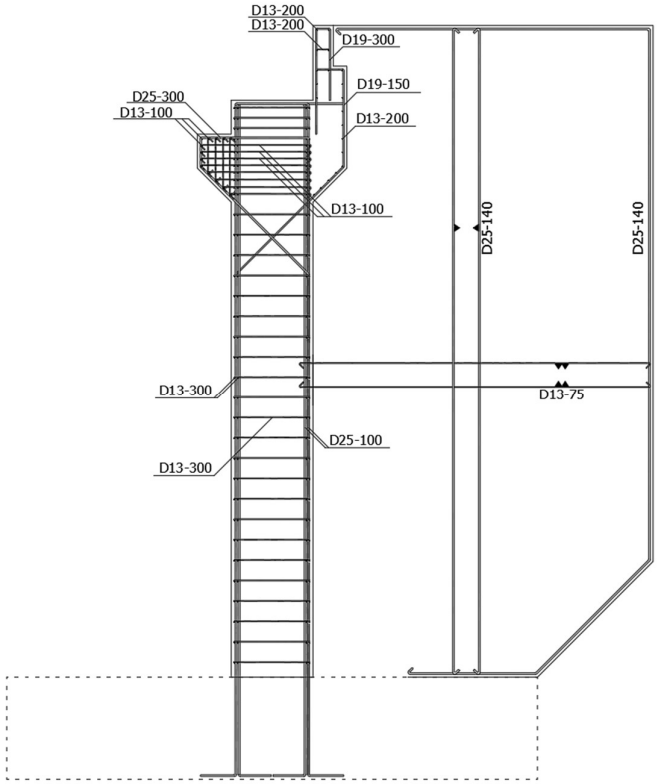
10. Rekapitulasi tulangan

Setelah dilakukan perhitungan tulangan pada setiap bagian abutment, selanjutnya dilakukan rekapitulasi kebutuhan tulangan secara keseluruhan pada abutment seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.70 berikut ini.

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Tulangan pada Abutment

Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Geser	Tulangan Pengekang	Tulangan Bagi
Breast wall	D25-100	D13-300	D13-100	-
Back wall atas	D19-300	-	-	D13-200
Back wall bawah	D19-150	-	-	D13-100
Corbel	D25-300	-	-	D13-100
Wing wall	D25-140	-	-	D13-75

Berikut ini merupakan gambar penulangan pada abutment yang ditunjukkan pada Gambar 5.123.



Gambar 5. 123 Rekapituasi Tulangan Abutment

5.2.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dari suatu bangunn yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur yang berada di atasnya menuju tanah dasar. Jenis pondasi yang digunakan pada perencanaan Jembatan Gembryangan ini yaitu pondasi dalam berupa tiang pancang. Jenis pondasi tersebut dipilih dengan pertimbangan jenis lapisan tanah pada lapisan atas lebih didominasi oleh tanah pasir *loose-medium* hingga kedalaman 16 m. kemudian struktur atas pada jembatan ini memiliki bentang yang cukup panjang sehingga perlu pondasi yang memiliki kekuatan yang besar dalam menopang jembatan tersebut. Selain itu, karena pembangunan jembatan ini tidak terlalu dekat dengan pemukiman warga, maka pemilihan jenis pondasi tiang pancang aman untuk dilakukan.

1. Data teknis

   a. Material tiang pancang

      Tiang pancang yang digunakan pada perencanaan Jembatan Gembryangan memiliki spesifikasi material sebagaimana berikut ini.

      Produk tiang pancang = WIKA Beton *PC Piles*

      Mutu beton tiang pancang (*f'c*) = 52 MPa

      Mutu baja (*fy*) = 420 MPa

      Modulus elastisitas beton (*Ec*) = 4700 x $\sqrt{f'c}$

      = 4700 x $\sqrt{52}$

      = 33892,182 MPa

      Berat tiang pancang (q) = 393 kg/m

      Diameter tiang pancang (*D*) = 800 mm

      Kelas tiang = A1

      Tahanan momen = 40 ton.m

      Gaya desak izin = 415 ton

   b. Data tanah

      Berikut ini merupakan data hasil pengujian *Standartd Penetration Test* yang dilakukan pada lokasi pembangunan Jembatan Gembryangan.

Tabel 5. 71 Hasil Pengujian SPT

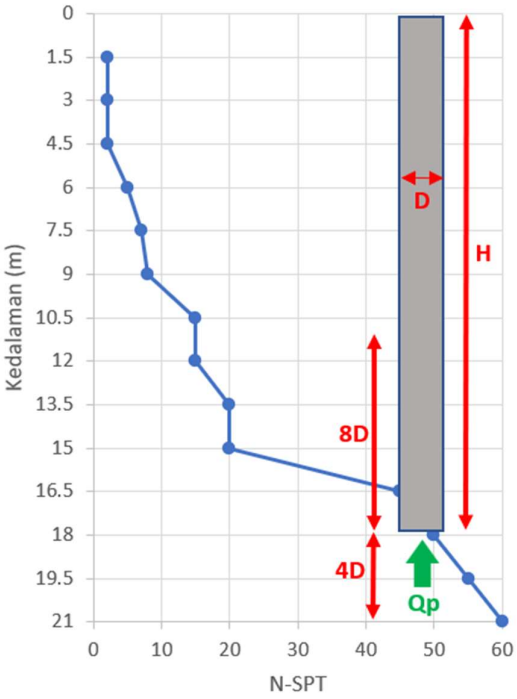
Kedalaman (m)	Segmen (m)	Jenis Tanah	N-SPT
1,5	1,5	*sand, very loose*	2
3	1,5	*sand, very loose*	2
4,5	1,5	*sand, very loose*	2
6	1,5	*sand, very loose*	5
7,5	1,5	*sand, loose*	7
9	1,5	*sand, loose*	8
10,5	1,5	*sand, loose*	15
12	1,5	*sand, medium*	15
13,5	1,5	*sand, medium*	20
15	1,5	*sand, medium*	20
16,5	1,5	*silt, dense*	45
18	1,5	*silt, dense*	50
19,5	1,5	*silt, very dense*	55
21	1,5	*silt, very dense*	60

2. Perencanaan pondasi tiang pancang

   Pondasi tiang pancang harus memenuhi dua kriteria perencanaan yaitu kapasitas tahanan ujung tiang (*end bearing capacity*) dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*skin friction capacity*). Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kriteria dalam perencanaan pondasi tiang pancang.

   a. Kapasitas tahanan ujung tiang (*end bearing capacity*)

      Tiang pancang yang digunakan pada perencanaan Jembatan Gembryangan direncanakan memiliki kedalaman ujung 18 m di bawah tanah. Hal tersebut dipilih karena pada kedalaman tersebut, kondisi lapisan tanah sudah berada pada tanah keras. Berikut ini merupakan ilustrasi kedalaman tiang terhadap nilai N-SPT.



Gambar 5. 124 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk menentukan kapasitas tahanan ujung tiang berdasarkan metode Meyerhoff (1953).

Kedalaman tiang (*H*) = 18 m

Diameter tiang (*D*) = 0,8 m

Luas penampang ujung tiang (*Ab*) = 0,25 x π x D^2

= 0,25 x π x $0,8^2$

= 0,503 m^2

Perhitungan nilai rerata SPT pada ujung tiang dilakukan dengan cara mengambil nilai rata-rata SPT setinggi 8*D* dari atas tiang, nilai SPT pada ujung tiang, serta rerata SPT setinggi 4*D* dari bawah ujung tiang.

Elevasi 8*D* di atas tiang = *H* - 8*D*

= 18 - (8 x 0,8)

= 11,6 m

Elevasi 4*D* di bawah tiang = *H* + 4*D*

= 18 + (4 x 0,8)

= 21,2 m

N rerata 8*D* di atas tiang $= \frac{15 + 15 + 20 + 20 + 45}{5}$

= 23

N rerata 4*D* di bawah tiang $= \frac{55 + 60}{2}$

= 57,5

N pada ujung tiang = 50

N $= \frac{23 + 57{,}5 + 50}{3}$

= 43,5

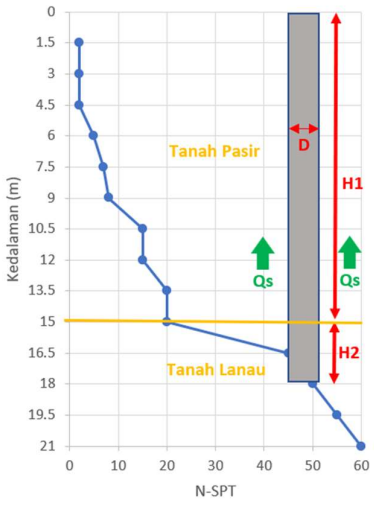
Kapasitas tahanan ujung tiang (*Qp*) = 40 x *N* x *Ap*

= 40 x 43,5 x 0,503

= 874,619 Ton

b. Kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*skin friction capacity*)

Dari hasil pengujian SPT, terdapat 2 jenis lapisan tanah yang terdapat yaitu tanah pasir dan tanah lanau. Oleh karena itu, perhitungan kekuatan gesek selimut tiang harus ditinjau dari perbedaan jenis lapisan tanah tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kapasitas tahanan gesek selimut tiang berdasarkan metode Meyerhoff (1953).



Gambar 5. 125 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang

Kedalaman tiang (*H*) = 18 m

Diameter tiang (*D*) = 0,8 m

Tinggi lapisan tanah pasir (*H1*) = 15 m

Tinggi lapisan tanah lanau hingga ujung tiang (*H2*) = 3 m

Luas selimut lapisan tanah pasir (*As*) = π x *D* x *H1*

= π x 0,8 x 15

= 37,699 m^2

Luas selimut lapisan tanah lanau (*Ac*) = π x *D x H2*

= π x 0,8 x 3

= 7,540 m^2

Kemudian perhitungan nilai rerata SPT dilakukan dengan memisahkan bagian menurut jenis lapisan tanahnya sebagaimana berikut ini

Nilai rerata SPT lapisan tanah pasir (kedalaman 0 – 15 meter)

$$Ns = \frac{2 + 2 + 2 + 5 + 7 + 8 + 15 + 15 + 20 + 20}{10}$$

$$= 9,6$$

Nilai rerata SPT lapisan tanah lanau (kedalaman 15 – 18 meter)

$$Nc = \frac{45 + 50}{2}$$

$$= 47,5$$

Kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*Qs*) $= \frac{Ns\ x\ As}{5} + \frac{Nc\ x\ Ac}{2}$

$= \frac{9,6 \text{ x } 37,699}{5} + \frac{47,5 \text{ x } 7,540}{2}$

= 251,453 Ton

c. Daya dukung *ultimate* dan izin tiang pancang

Daya dukung ultimate tiang pancang didapatkan dengan menjumlahkan antara kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang sebagaimana berikut ini.

Qult = *Qp* + *Qs*

= 874,619 + 251,453

= 1126,072 Ton

Kemudian dalam menentukan kekuatan izin tiang diperlukan nilai *safety factor* (*SF*) untuk mereduksi kekuatan ultimate dari tiang pancang

sehingga tiang pancang tersebut aman digunakan. Nilai SF yang digunakan yaitu 3.

Qall = *Qult* / *SF*
= 1126,072 / 3
= 375,357 Ton
= 3682,257 kN

Setelah itu nilai kekuatan izin tersebut dikurangi dengan berat sendiri dari tiang pancang itu sendiri sehingga bisa didapatkan nilai bersih dari kekuatan izin yang terdapat pada tiang pancang tersebut.

W tiang = *q x H*
= 393 x 18
= 7074 kg
= 69,396 kN

Qall netto = *Qall* - *W tiang*
= 3682,257 - 69,396
= 3612,861 kN

d. Kekuatan bahan tiang pancang

Kekuatan bahan tiang pancang diambil dari katalog WIKA Beton dengan spesifikasi berikut ini.

Gaya desak izin = 415 ton
= 4069,760 kN

Nilai tersebut lebih besar dari *Qall netto* tiang pancang terhadap daya dukung tanah sehingga tiang mampu menahan daya dukung tanah yang terjadi.

e. Perkiraan dimensi *pile cap*

Dimensi *pile cap* diperkirakan terlebih dahulu dengan dimensi sebagaimana berikut ini.

Panjang *pile cap* arah X (*B*) = 7,8 m

Panjang *pile cap* arah Y (*H*) = 12,6 m

Tinggi *pile cap* (*T*) = 1,5 m

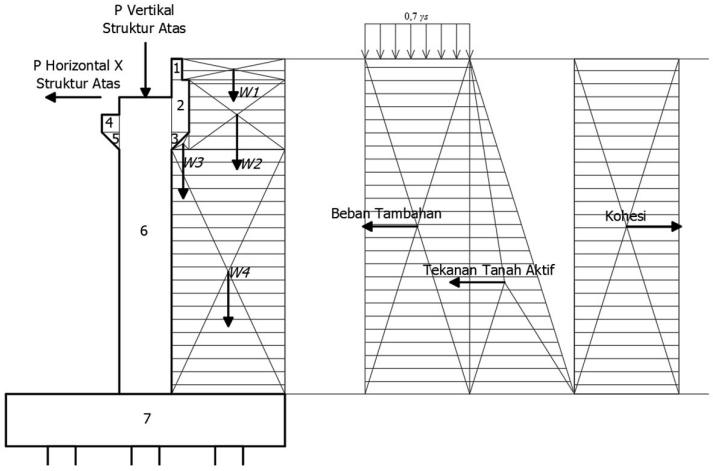
Berat pilecap (*W pile cap*) = *B* x *H* x *T* x *γb*

= 7,8 x 12,6 x 1,5 x 24

= 3538,08 kN

f. Data pembebanan pada tepi *pile cap*

Berikut ini merupakan perhitungan pembebanan pada tepi *pile cap.*



Gambar 5. 126 Pembebanan pada Tepi *Pile Cap*

1) Berat mati sendiri struktur atas

P_{MS1} = 4013,084 kN

Karena arah beban akibat berat mati sendiri struktur atas tepat pada tumpuan *pile cap*, maka tidak terjadi momen pada tepi *pile cap*.

2) Berat mati sendiri abutment dan *pile cap*

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada abutment dan *pile cap*.

Tabel 5. 72 Perhitungan Berat Mati Sendiri Abutment dan *Pile Cap*

No	*γs*	*P*	*T*	*L*	Bentuk	*V*	*PMS2*	Lengan	Arah momen	Momen Tahan
	(kN/m3)	(m)	(m)	(m)		(m3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	24	0,3	0,6	11	1	1,98	47,52	0,75	1	35,6
2	24	0,5	1,5	11	1	8,25	198	0,85	1	168,3
3	24	0,5	0,5	11	0,5	1,375	33	0,767	1	25,3
4	24	0,5	0,5	11	1	2,75	66	0,85	-1	-56,1
5	24	0,5	0,5	11	0,5	1,375	33	0,767	-1	-25,3
6	24	1,2	8,5	11	1	112,2	2692,8	0	0	0,0
7	24	7,8	1,5	12,6	1	147,42	3538,08	0	0	0,0
Jumlah							**5466,48**			**147,84**

P_{MS2} = 5466,48 kN

M_{MS2} = 147,84 kNm

3) Berat mati tambahan struktur atas

P_{MA1} = 1024 kN

Karena arah beban akibat berat mati tambahan struktur atas tepat pada tumpuan pile cap, maka tidak terjadi momen pada tepi *pile cap*.

4) Berat mati tambahan akibat timbunan di belakang abutment

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan akibat timbunan di belakang abutment.

Tabel 5. 73 Berat Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di Atas *Pile Cap*

No	*γs*	*P*	*T*	*L*	Bentuk	*V*	*PMA2*	Lengan	Arah momen	Momen
	(kN/m3)	(m)	(m)	(m)		(m3)	(kN)	(m)		(kNm)
W1	16,17	2,95	10	0,6	1	17,7	286,209	2,525	1	722,678
W2	16,17	2,75	10	2	1	55	889,35	2,625	1	2334,544
W3	16,17	0,5	10	0,5	0,5	1,25	20,2125	1,083	1	21,890
W4	16,17	3,25	10	7	1	227,5	3678,675	3,15	1	11587,826
Jumlah							**4874,447**			**14666,938**

P_{MA2} = 4874,447 kN

M_{MA2} = 14666,938 kNm

5) Tekanan tanah aktif (*TA*)

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada tepi *pile cap* yang ditunjukkan pada Tabel 5.74

Tabel 5. 74 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di Tepi *Pile Cap*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	**P_{TA} (kN)**	**Lengan (m)**	**Momen (M_{TA}) (kNm)**
Akibat beban tambahan	-865,237	4,800	-4153,137
Akibat Timbunan	-5933,052	3,200	-18985,767
Akibat Kohesi Timbunan	4031,355	4,800	19350,502
Jumlah	**-2766,9**		**-3788,4**

P_{TA} = -2766,9 kN

M_{TA} = -3788,4 kNm

6) Beban lajur (*TD*)

P_{BTR} = 3465 kN

P_{BGT} = 454,475 kN

4) Berat total

Berat totat akibat beban lajur dihitung sebagaimana berikut ini.

$P_{TD\ \text{total}} = P_{\text{BTR}} + P_{BGT}$

= 3465 + 454,475

= 3919,475 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban lajur "D" struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{TD\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 3919,475 kN

= 1959,738 kN

Penyaluran beban lajur "D" struktur atas pada tepi *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

7) Beban pejalan kaki (*TP*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban pejalan kaki pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut.

P_{TP} = 800 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban pejalan kaki struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{MA\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 800 kN

= 400 kN

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada tepi *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

8) Beban rem (TB)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban rem pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut.

P_{TB} = 198,25 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{TB\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 198,25 kN

= 99,125 kN

Dikarenakan beban rem tersebut posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu *breast wall* yang mengakibatkan terjadinya momen.

Lengan terhadap titik tumpu *pile cap* (L_{TB}) = 1,8 + 1,25 + 8,5 + 1,5

= 13,05 m

Momen akibat beban rem (M_{TB}) $= P_{TB}$ x L_{TB}

= 99,125 x 13,05

= 1293,581 kNm

9) Beban angin struktur (*EWs*)

Dari perhitungan beban pada struktur atas, didapatkan nilai beban angin struktur sebagaimana berikut ini.

P_{EWs} $= P_{tekan} + P_{hisap}$

= 464,276 + 232,138

= 696,414 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka angin struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{EWs\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 696,414 kN

= 348,207 kN

Lengan terhadap titik berat *pile cap*,

L_{EWs} = ½ H rangka + 8500 + tebal pile cap

= ½ x 8,5 + 8,5 + 1,5

= 14,25 m

Momen akibat beban angin struktur pada *pile cap*,

M_{EWs} $= P_{EWs}$ x L_{EWs}

= 348,207 x 14,25

= 4961,950 kNm

10) Beban angin kendaraan (*EWl*)

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan beban angin kendaraan sebagaimana berikut ini.

P_{EWl} = 203,566 kN

Karena abutment terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

½ $P_{EWl\ struktur\ atas}$ = 0,5 x 203,566 kN

= 101,783 kN

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada tepi *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

11) Beban gempa lateral (*EQ*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan gaya gempa statis lateral sebagaimana berikut ini.

Gaya gempa arah X

EQx = 1950,865 kN

Gaya gempa arah Y

EQy = 1184,662 kN

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu 100%EQx + 30%EQy dan 100%EQy + 30%EQx. Sehingga perlu dicari nilai 30%EQ sebagaimana berikut ini.

30% EQx = 30% x 1950,865

= 585,260 kN

30% EQy = 30% x 1184,662

= 355,399 kN

Berikut ini merupakan perhitungan momen akibat beban gempa pada tepi *pile cap* yang ditunjukkan pada Tabel 5.75

Tabel 5. 75 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada Tepi *Pile Cap*

Beban	P_{EQx} **(kN)**	P_{EQy} **(kN)**	**Lengan (m)**	M_{EQx} **(kNm)**	M_{EQy} **(kNm)**
Beban Gempa X	1950,865	355,399	10	19508,654	3456,906
Beban Gempa Y	585,260	1184,662	10	5852,596	11523,019

12) Beban terhadap gesekan perletakan (*BF*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban terhadap gesekan perletakan sebagaimana berikut ini.

T_{BF} = 2442 kN

Lengan terhadap titik tumpu *pile cap* (L_{BF}) = 0,1 + 8,5 + 1,5

= 10,1 m

Momen gesekan perletakan (M_{BF}) = T_{BF} x L_{BF}

= -2442 x 10,1

= -24664,2 kNm

13) Rekapitulasi pembebanan pada *pile cap*

Berikut ini merupakan rekapitulasi pembebanan pada *pile cap*.

Tabel 5. 76 Rekapitulasi Pembebanan pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Px***	***Py***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
1	Beban mati sendiri str atas	*MS1*	4013,1	0	0	0	0
2	Beban mati sendiri str bwh	*MS2*	6608,4	0	0	147,84	0
3	Beban mati tambahan	*MA1*	1024,0	0	0	0	0
4	Beban mati tambahan timbunan	*MA2*	4874,4	0	0	14666,9	0
5	Tekanan tanah aktif	*TA*	0	-2766,9	0	-3788,4	0
6	Beban lajur	*TD*	1959,7	0	0	0	0
7	Beban pejalan kaki	*TP*	400,0	0	0	0	0
8	Beban rem	*TB*	0,00	-99,13	0	-1293,581	0
9	Beban angin struktur	*Ews*	0,000	0,000	348,207	0,000	4961,950

Lanjutan Tabel 5.76 Rekapitulasi Pembebanan pada *Pile Cap*

10	Beban angin kendaraan	*Ewl*	101,783	0,000	0,000	0,000	0,000
11	Beban gempa arah X	*EQx*	0,000	-1950,865	345,691	-19508,654	3456,906
12	Beban gempa arah Y	*EQy*	0,000	-585,260	1152,302	-5852,596	11523,019
13	Beban gesekan perletakan	*BF*	0	-2442	0	-24664,2	0

14) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan pilecap diambil nilai terbesar dari setiap komponennya pada kombinasi Kuat I, Ekstrim I EQx, dan Ekstrim I EQy.

Tabel 5. 77 Kombinasi Beban pada *Pile Cap*

No	Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P	***Px***	***Py***	***Mx***	***My***
		kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
1	Kuat 1	27728,1	-6079,1	0,0	-2231,6	0,0
2	Ekstrim 1 EQx	16919,2	-7881,3	345,7	-19962,6	3456,9
3	Ekstrim1 EQy	16919,2	-6515,7	1152,3	-6306,5	11523,0
MAKS		**27728,053**	**-7881,271**	**1152,302**	**-19962,554**	**11523,019**

g. Kebutuhan kelompok tiang

Perhitungan kebutuhan kelompok tiang yang dilakukan masih berupa perkiraan sementara karena beban yang bekerja hanya berupa gaya aksial saja dan belum mempertimbangkan akibat momen yang terjadi.

Np = *Pu* / *Qall netto*

= 27728,053 / 3612,861

= 7,675

Np pakai = 15 buah

h. Konfigurasi kelompok tiang

Jumlah tiang baris X (*m*) = 3 buah

Jumlah tiang baris Y (*n*) = 5 buah

Jarak antar tiang (*S*) = 2,4 m

Syarat jarak antar tiang = 2,5D ≤ S ≤ 3D

= (2,5 x 0,8) ≤ 2,4 ≤ (3 x 0,8)

= 2 ≤ 2,4 ≤ 2,4 **OK!**

Jarak tiang ke tepi (*St*) = 1,5 m

Syarat jarak tiang ke tepi = 1,5D ≤ S ≤ 2D

= (1,5 x 0,8) ≤ 2 ≤ (2 x 0,8)

= 1,2 ≤ 1,5 ≤ 1,6 **OK!**

Panjang *pile cap* arah X (*B*) = ((*m*-1) x *S*) + (2 x *St*)

= ((3-1) x 2,4) + (2,4 x 1,5)

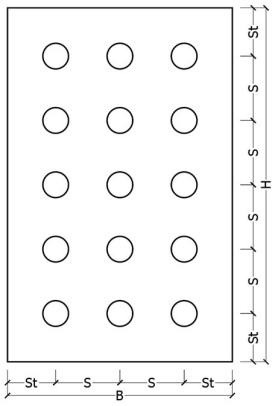
= 7,8 m

Panjang *pile cap* arah Y (*H*) = ((*n*-1) x *S*) + (2 x *St*)

= ((5-1) x 2,4) + (2,4 x 1,5)

= 12,6 m

Berikut ini merupakan gambar konfigurasi *pile* pada *pile cap* yang digunakan.



Gambar 5. 127 Konfigurasi Pile

i. Efisiensi kelompok tiang

θ $= \tan^{-1}(D / S)$

$= \tan^{-1}(0{,}8 / 2{,}4)$

$= 18{,}435^{o}$

Efisiensi kelompok tiang (*Eg*) $= 1 - \frac{\theta}{90} \text{ x } \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn}\right]$

$= 1 - \frac{18{,}435}{90} \text{ x } \left[\frac{(5-1)3 + (3-1)5}{3\,x\,5}\right]$

$= 0{,}7$

Daya dukung kelompok tiang (*Qtk*) = *Eg* x (*m* x *n*) x *Qall netto*

$= 0{,}7 \text{ x } (3 \text{ x } 5) \text{ x } 3612{,}861$

$= 37912{,}205$ kN

Qtk > *Pu*, **Aman!**

j. Beban maksimum dan kapasitas maksimum tiang

perhitungan beban maksimum tiang dilakukan untuk mengetahui kapasitas maksimum setiap tiang pada kelompok tiang akibat gaya aksial dan momen yang terjadi. Selain itu diperhitungkan juga kekuatan tiang akibat gaya lateral yang terjadi seperti akibat tekanan tanah pasif.

1) Beban maksimum akibat gaya aksial dan momen

Titik tiang pancang yang ditinjau dalam perhitungan yaitu titik 1c. Perhitungan beban maksimum akibat gaya aksial dan momen pada tiang pancang dihitung sebagaimana berikut ini.

Qall netto = 3612,861 kN

Pu = 27728,053 kN

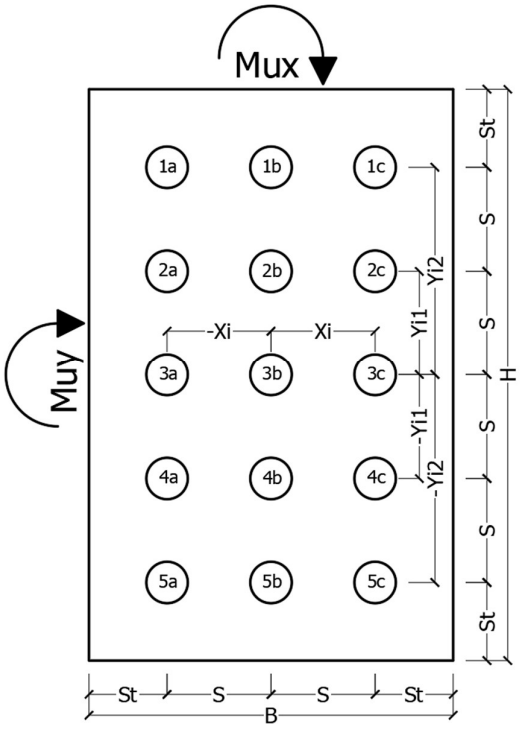
Mux = 19962,554 kNm

Muy = 11523,019 kNm

Jarak dari as *pile* ke as *pile cap* arah X (*xi*) = 2,4 m

Jarak dari as *pile* ke as *pile cap* arah Y (*yi*) = 4,8 m

Perhitungan jarak as pile ke as pile cap lainnya dapat dilihat pada gambar dan tabel berikut ini.



Gambar 5. 128 Momen Pada Pile Cap

Tabel 5. 78 Jarak As *Pile* ke As *Pile Cap*

Pile	Xi (m)	Yi (m)	Xi^2	Yi^2
1a	-2,4	4,8	6	23
1b	0	4,8	0	23
1c	2,4	4,8	6	23
2a	-2,4	2,4	6	6
2b	0	2,4	0	6
2c	2,4	2,4	6	6
3a	-2,4	0	6	0
3b	0	0	0	0
3c	2,4	0	6	0
4a	-2,4	-2,4	6	6
4b	0	-2,4	0	6
4c	2,4	-2,4	6	6
5a	-2,4	-4,8	6	23
5b	0	-4,8	0	23
5c	2,4	-4,8	6	23
Jumlah			**58**	**173**

$$Pmaks\ 1c = \frac{Pu}{np} + \frac{Muy\ .\ xi}{\sum xi^2} + \frac{Mux\ .\ yi}{\sum yi^2}$$

$$= \frac{27728{,}053}{15} + \frac{11523{,}019\ .\ 2{,}4}{\sum 58^2} + \frac{19962{,}554\ .\ 4{,}8}{\sum 173^2}$$

$$= 2883{,}178 \text{ kN}$$

Pmaks 1c < Qall netto, **Aman!**

Berikut ini merupakan rekapitulasi beban maksimum tiang akibat gaya aksial dan momen yang ditunjukkan pada Tabel 5.79

Tabel 5. 79 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen

Pile	***Xi*** **(m)**	***Yi*** **(m)**	***Xi²***	***Yi²***	***Pmaks*** **(kN)**	***Pall netto*** **(kN)**	**Hasil** ***Pmaks < Pall netto***
1a	-2,4	4,8	5,76	23,04	1922,926	3612,861	Aman
1b	0	4,8	0,00	23,04	2403,052		Aman
1c	2,4	4,8	5,76	23,04	2883,178		Aman
2a	-2,4	2,4	5,76	5,76	1645,669		Aman
2b	0	2,4	0,00	5,76	2125,795		Aman
2c	2,4	2,4	5,76	5,76	2605,920		Aman
3a	-2,4	0	5,76	0,00	1368,411		Aman
3b	0	0	0,00	0,00	1848,537		Aman
3c	2,4	0	5,76	0,00	2328,663		Aman
4a	-2,4	-2,4	5,76	5,76	1091,153		Aman
4b	0	-2,4	0,00	5,76	1571,279		Aman
4c	2,4	-2,4	5,76	5,76	2051,405		Aman
5a	-2,4	-4,8	5,76	23,04	813,896		Aman
5b	0	-4,8	0,00	23,04	1294,021		Aman
5c	2,4	-4,8	5,76	23,04	1774,147		Aman
Jumlah			**58**	**173**			

1) Kapasitas tiang pancang akibat gaya lateral

Selain akibat gaya aksial, tiang pancang juga harus diperhitungkan kekuatannya dalam menerima gaya lateral seperti gaya akibat tekanan tanah pasif yang terjadi setelah tiang dipancang. Gaya lateral ini berpengaruh terhadap kekuatan geser serta momen maksimum yang bisa ditahan oleh tiang pancang tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas tiang pancang akibat gaya lateral.

Overlap tiang pancang pada *pile cap* (*La*) = 1 m

Diameter tiang pancang (*D*) = 0,8 m

Panjang tiang pancang (*L*) = 18 m

Panjang jepitan tiang pancang (*Ld*) = 1/3 x *L*

= 1/3 x 18

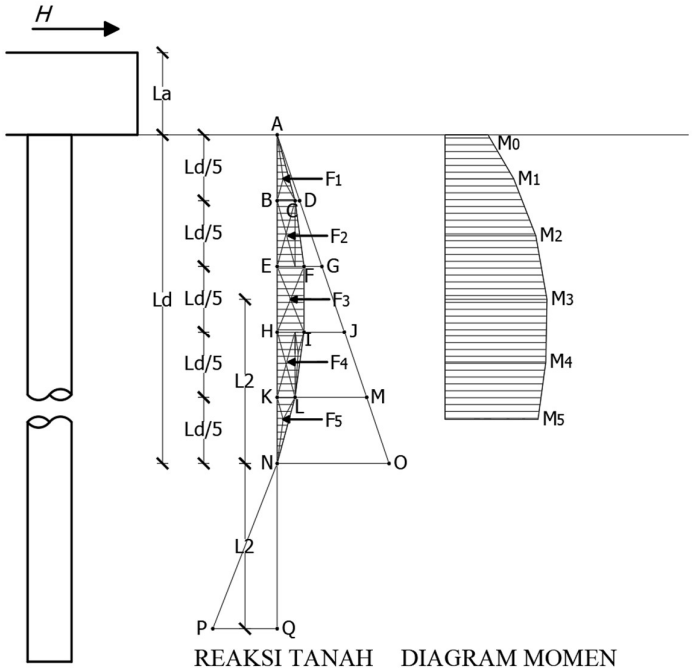
= 6 m

a) Data parameter tanah

Data parameter tanah setiap lapisannya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5. 80 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT

Kedalaman	**N-SPT**	**Berat Volume Tanah (γs)**	**Sudut Gesek Dalam (φ)**	**Koefisien Tekanan Pasif ($Kp = \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2})$)**
(m)		**(kN/m3)**	°	
0 – 1,5	2	15,7	30	3
1,5 – 3	2	15,7	30	3
3 – 4,5	2	15,7	30	3
4,5 – 6	5	18,1	31	3,255
6 – 7,5	7	18,1	31	3,255
7,5 – 9	8	18,1	31	3,255



Gambar 5.129 Diagram Gaya Lateral Tiang Pancang

b) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif pada tiang pancang

Perhitungan tekanan tanah pasif pada tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.81 berikut ini.

Tabel 5. 81 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang

Kedalaman (H)			**Lebar (3 x γs x H x Kp)**		**Lebar P**		
Kode	**Notasi**	**(m)**	**Kode**	**(kN/m2)**	**Kode**	**Notasi**	**(kN/m2)**
AB	1/5 *Ld*	1,2	BD	135,648	BC	4/5 BD	406,944
BE	2/5 *Ld*	2,4	EG	271,296	EF	3/5 EG	813,888
EH	3/5 *Ld*	3,6	HJ	406,944	HI	2/5 HJ	1220,832
HK	4/5 *Ld*	4,8	KM	542,592	KL	1/5 KM	1627,776
KN	*Ld*	6	NO	678,240	N	N	2034,720

Tabel 5. 82 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang

Kode	P1	P2	Kedalaman H		F (P1+P2) x (H/2)	Lengan ke titik N	Momen M
	(kN/m2)	(kN/m2)	Notasi	(m)	(kN)	(m)	(kNm)
F1	0	108,518	*Ld/5*	1,2	65,111	5,2	338,577
F2	108,518	162,778	*Ld/5*	1,2	162,778	4,16	677,155
F3	162,778	162,778	*Ld/5*	1,2	195,333	3	585,999
F4	162,778	108,518	*Ld/5*	1,2	162,778	1,84	299,511
F5	108,518	0	*Ld/5*	1,2	65,111	0,8	52,089
Jumlah					651,110		1953,331

c) Kapasitas dukung lateral izin

Berdasarkan hasil perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif sebelumnya, kapasitas dukung lateral izin dapat dihitung sebagaimana berikut ini.

Kedalaman *L2* $= \frac{\sum M}{\sum F}$

$= \frac{1953,331}{651,110}$

= 3 m

Gaya lateral (*H*) $= \frac{2\ x\ L2\ x\ F}{L2 + Ld + La}$

$= \frac{2\ x\ 3\ x\ 651,110}{3 + 6 + 1}$

= 390,666 kN

Safety factor (*SF*) = 3

Kapasitas dukung izin lateral

H izin = *H*/*SF*

= 390,666 / 3

= 130,222 kN

Kapasitas dukung izin lateral per tiang

H izin per tiang = *H izin* / *n*

= 130,222 / 15

= 8,681 kN

d) Momen akibat gaya lateral

Dengan adanya gaya lateral, maka dapat menyebabkan terjadinya momen pada tiang pancang. Berikut ini merupakan contoh perhitungan momen pada titik M1.

Jarak dari *H* ke *F1* (hi_1) $= La + \left(\frac{2}{3} \text{ x } AC\right)$

$= 1 + \left(\frac{2}{3} \text{ x } 1{,}2\right)$

= 1,8 m

Momen akibat *H* di *F1* (Mh_1) = *H* x hi_1

= 130,222 x 1,8

= 703,199 kNm

Besar momen di titik *F1* = Mh1 – ∑ (Fi x yi)

= 703,199 – 0

= 703,199 kNm

Untuk perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5. 83 Momen Akibat Gaya Lateral

Kode	hi	Mhi	yi						Momen
				F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5yi	M
M0	1	390,666							390,666
M1	1,800	703,199	0	0,000					703,199
M2	2,840	1109,492	1,040	67,715					1041,777
M3	4,000	1562,665	1,160	143,244	188,822				1230,599
M4	5,160	2015,838	1,160	218,773	377,644	226,586			1192,834
M5	6,200	2422,131	1,040	286,489	546,933	429,733	169,289		989,688
Momen maksimum									**1230,599**

Dari hasil perhitungan didapatkan hasil sebagaimana berikut ini.

Momen maksimum = 1230,599 kNm

Momen satu tiang = 1230,599 / 15

= 82,04 kNm

Momen izin satu tiang = Momen satu tiang / SF

= 82,04 / 3

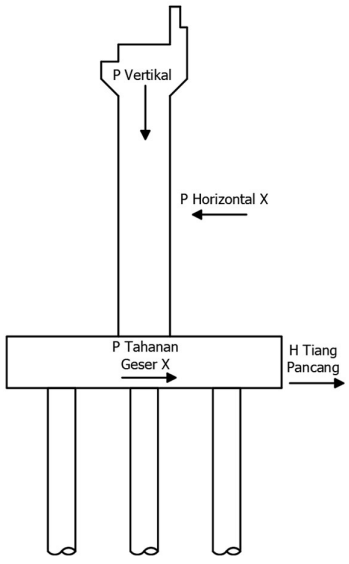
= 27,347 kNm

3. Stabilitas abutment

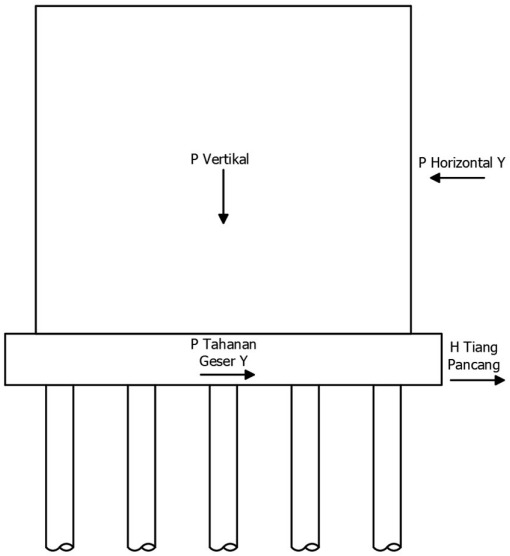
Abutment perlu dilakukan pengecekan stabilitas agar aman untuk digunakan sebagai penopang utama struktur atas jembatan. Dalam pengecekannya, abutment dan pondasi dijadikan sebuah kesatuan struktur karena keduanya bekerja bersamaan. Abutment harus mampu menahan pergeseran, penggulingan, dan daya dukung izin yang dibatasi oleh faktor aman tertentu. Berikut ini merupakan perhiungan stabilitas abutment yang dilakukan.

a. Stabilitas terhadap geser

Pergeseran bisa terjadi pada abutment akibat adanya gaya lateral yang terjadi pada abutment tersebut. Oleh karena itu, abutment harus mampu mempertahankan posisinya untuk tidak bergeser baik secara memanjang maupun melintang dari arah jembatan. Bentuk penyebaran gaya dalam stabilitas abutment terhadap geser ditunjukkan pada Gambar 5.130 dan Gambar 5.131 berikut ini.



Gambar 5. 130 Stabilitas Abutment Arah Memanjang

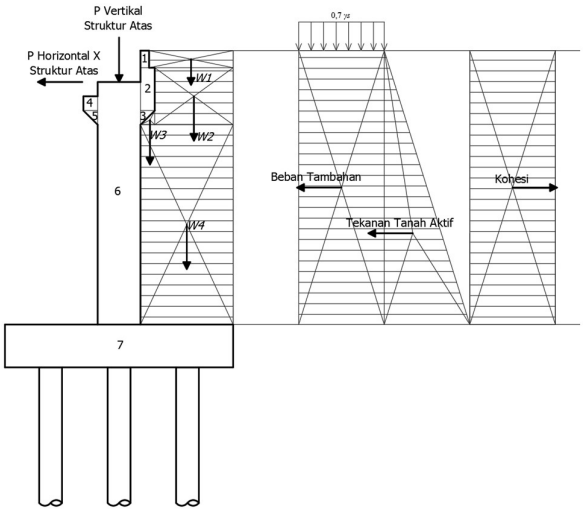


Gambar 5. 131 Stabilitas Abutment Arah Melintang

Berikut ini merupakan contoh perhitungan stabilitas abutment terhadap geser pada arah memanjang jembatan yang menggunakan kombinasi beban Ekstrim 1 EQx.

1) Perhitungan pembebanan

   Bentuk beban yang terjadi pada abutment jembatan ditunjukkan pada Gambar 5.132 berikut ini.



Gambar 5. 132 Stabilitas Geser Abutment

Perhitungan pembebanan pada abutment ditunjukkan pada Tabel 5.84 berikut ini.

Tabel 5. 84 Perhitungan Pembebanan Abutment

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Ekstrim 1 EQx			
						Faktor	Vertikal	Horizontal	
			P	Px	Py		P	Px	Py
			kN	kN	kN		kN	kN	kN
1	Beban mati sendiri Abutment + Pile Cap	*MS1*	6608,4	0,0	0,0	1,3	8590,92	0,0	0,0
2	Beban mati tambahan timbunan di atas pile cap	*MA1*	4874,447	0,0	0,0	2,0	9748,893	0,0	0,0
3	Beban mati sendiri str atas	*MS2*	4013,084	0,0	0,0	1,3	5217,009	0,0	0,0
4	Beban mati tambahan str atas	*MA2*	1024	0,0	0,0	2,0	2048,000	0,0	0,0
5	Tekanan tanah aktif	*TA*	0,0	-2490,241	0,0	1,25	0,000	-3112,801	0,0
6	Beban lajur	*TD*	1959,738	0,000	0,0	0,3	587,921	0,0	0,0
7	Beban pejalan kaki	*TP*	400	0,000	0,0	0,3	120,000	0,0	0,0
8	Beban rem	*TB*	0,0	-99,125	0,0	0,3	0,000	-29,738	0,0
9	Beban angin struktur	*EWs*	0,0	0,0	348,207	0,0	0,0	0,0	0,0
10	Beban angin kendaraan	*EWl*	101,783	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,000
11	Beban gempa arah X	*EQx*	0,000	-1950,865	355,399	1,0	0,000	-1950,865	355,399

Lanjutan Tabel 5.84 Perhitungan Pembebanan Abutment

12	Beban gempa arah Y	*EQy*	0,000	-585,260	1184,662	0,0	0,000	0,000	0,000
13	Beban gesekan perletakan	*BF*	0,000	-2442,000	0,000	1,000	0,000	-2442,000	0,000
Jumlah			**18981,5**	**-7567,491**	**1888,267**		**26312,743**	**-7535,404**	**345,691**

Gaya vertikal (*P*) = 26312,743 kN

Gaya horizontal arah X Ekstrim I (*Px*) = 7535,404 kN

Gaya horizontal arah Y Ekstrim I (*Py*) = 355,399 kN

Kapasitas dukung lateral izin (*H izin*) = 130,222 kN

Lebar abutment arah X (*Bx*) = 7,6 m

Lebar abutment arah Y (*By*) = 12,8 m

Sudut gesek dalam di bawah pile cap (ϕ) = 30º

Sudut gesek antara tanah dan abutment (δb) = 26º

Kohesi tanah di bawah pile cap (*Cu*) = 5 kN/m2

Adhesi antara tanah dan dasar abutment (ca) = 2/3 *Cu*

= 2/3 x 5

= 3,333 kN/m2

Safety factor stabilitas geser = 1,5 (Tanah pasir)

Tahanan terhadap pergeseran

$\sum Rh$ = *Ca* x (*Bx* x *By*) + *P* tan δb + *H izin*

= 3,333 x (7,6 x 12,8) + 26312,743 x tan(26º) + 130,222

= 15649,491 kN

2) Stabilitas geser arah memanjang $= \frac{\sum Rh}{\sum Px}$

$= \frac{15649,491}{7535,404}$

= 2,077 > 1,5 **AMAN!**

3) Stabilitas geser arah melintang $= \frac{\sum Rh}{\sum Py}$

$= \frac{15649,491}{355,399}$

= 45,270 > 1,5 **AMAN!**

4) Rekapitulasi stabilitas geser abutment

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser abutment dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5. 85 Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang

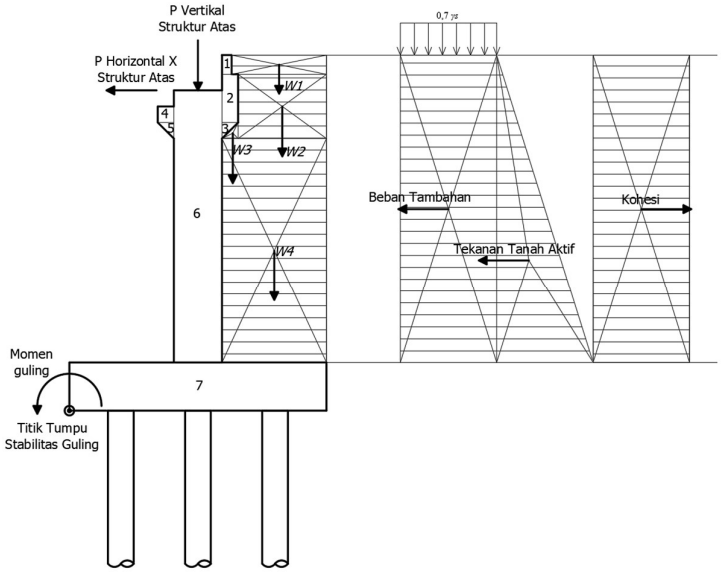
Kombinasi	*P*	*Px*	∑*Rh*	*SF* > 1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim I EQx	26312,743	7535,404	15649,491	2,077	Aman
Ekstrim I EQy	26312,743	6169,798	15649,491	2,536	Aman
Daya Layan I	18981,451	5031,366	11416,768	2,269	Aman
Daya Layan II	19587,589	5061,103	11766,722	2,325	Aman
Daya Layan III	18407,720	5011,541	11085,524	2,212	Aman
Daya Layan IV	16519,930	4932,241	9995,6083	2,027	Aman

Tabel 5. 86 Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang

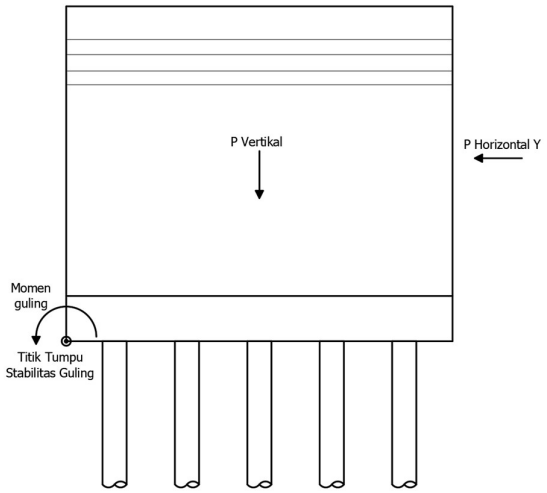
Kombinasi	*P*	*Py*	∑*Rh*	*SF* > 1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim I EQx	26312,743	355,399	15649,491	45,270	Aman
Ekstrim I EQy	26312,743	1152,302	15649,491	13,581	Aman
Daya Layan I	18981,451	104,462	11416,768	109,291	Aman
Daya Layan II	19587,589	0	11766,722	-	Aman
Daya Layan III	18407,720	0	11085,524	-	Aman
Daya Layan IV	16519,930	0	9995,6083	-	Aman

b. Stabilitas terhadap guling

Selain dapat menyebabkan pergeseran, gaya lateral yang terjadi pada abutment juga dapat menyebabkan guling. Titik guling tersebut terletak pada bagian ujung terluar dari abutment tersebut dilihat dari arah gaya lateral yang dominan terjadi. Berikut ini merupakan sebaran gaya dan momen terhadap stabilitas guing abutment yang ditunjukkan pada Gambar 5.133.



Gambar 5. 133 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang



Gambar 5. 134 Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan stabilitas guling abutment.

a. Pembebanan

1) Momen tahanan

Momen tahanan yang terjadi pada abutment yaitu berat sendiri dari abutment tersebut serta timbunan tanah yang terdapat di belakang abutment tepatnya di atas *pile cap*. Besar momen tahanan yang terjadi ditunjukkan pada Tabel 5.87 dan Tabel 5.88 berikut ini.

Tabel 5. 87 Momen Akibat Abutment dan *Pile Cap*

No	*γs*	*P*	*T*	*L*	Bentuk	*V*	*W*	Lengan ke titik guling	Arah momen	Momen Tahan
	(kN/m3)	(m)	(m)	(m)		(m3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	24	0,3	0,6	11	1	1,98	47,52	4,05	1	192,5
2	24	0,5	1,5	11	1	8,25	198	4,15	1	821,7
3	24	0,5	0,5	11	0,5	1,375	33	4,067	1	134,2
4	24	0,5	0,5	11	1	2,75	66	4,15	1	273,9
5	24	0,5	0,5	11	0,5	1,375	33	4,067	1	134,2
6	24	1,2	8,5	11	1	112,2	2692,8	3,9	1	10501,9
7	24	7,8	1,5	12,6	1	147,42	3538,08	3,9	1	13798,5
Jumlah							**6608,4**			**25856,9**

Tabel 5. 88 Momen Akibat Tanah Timbunan di Atas *Pile Cap*

No	*γs*	*P*	*T*	*L*	Bentuk	*V*	*W*	Lengan ke titik guling	Arah momen	Momen Tahan
	(kN/m3)	(m)	(m)	(m)		(m3)	(kN)	(m)		(kNm)
W1	16,17	2,95	10	0,6	1	17,7	286,209	6,425	1	1838,893
W2	16,17	2,75	10	2	1	55	889,35	6,525	1	5803,009
W3	16,17	0,5	10	0,5	0,5	1,25	20,2125	4,983	1	100,719
W4	16,17	3,25	10	7	1	227,5	3678,675	6,275	1	23083,686
Jumlah							**4874,4465**			**30826,306**

Dengan kombinasi beban Ekstrim 1, momen tahanan yang terjadi dikalian dengan faktor beban sebagaimana perhitungan pada Tabel 5.89 berikut ini.

Tabel 5. 89 Faktor Beban Penahan Guling

Jenis Beban	Kode Beban	Kombinasi	Faktor Beban	Gaya Vertikal Awal	Gaya Vertikal Terfaktor	Momen Awal	Momen Terfaktor
				(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
Abutment dan Pile Cap	*MS*	Ekstrim I	1,3	6608,4	8590,92	25856,9	33613,954
Tanah Timbunan di Atas Pile Cap	*MA*		2	4874,446	9748,893	30826,306	61652,612
Jumlah				**10340,927**	**16855,317**	**48890,615**	**85477,425**

2) Momen guling

Momen guling didapatkan dari besarnya gaya yang terjadi dari struktur atas jembatan serta gaya lateral akibat tekanan tanah aktif terhadap abutment. Besar momen guling yang terjadi ditunjukkan pada Tabel 5.90 berikut ini.

Tabel 5. 90 Rekapitulasi Beban

No	Jenis Beban	Kode Beban	Beban			Momen		
			Vertikal	Horizontal		Lengan ke titik guling	*Mx*	*My*
			P	*Px*	*Py*			
			(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(kNm)	(kNm)
1	Beban mati sendiri str atas	*MS*	4013,084	0,000	0,000	3,900	15651,027	0,000
2	Beban mati tambahan str atas	*MA*	1024,000	0,000	0,000	3,900	3993,600	0,000
3	Tekanan tanah aktif 1	*TA*	0,000	-778,713	0,000	6,300	-4905,893	0,000
4	Tekanan tanah aktif 2	*TA*	0,000	-5339,747	0,000	4,700	-25096,811	0,000
5	Tekanan tanah aktif 3	*TA*	0,000	3628,219	0,000	6,300	22857,780	0,000
6	Beban lajur	*TD*	1959,738	0,000	0,000	3,900	7642,976	0,000

Lanjutan Tabel 5.90 Rekapitulasi Beban

7	Beban pejalan kaki	*TP*	400,000	0,000	0,000	3,900	1560,000	0,000
8	Beban rem	*TB*	0,000	-99,125	0,000	8,500	-842,563	0,000
9	Beban angin struktur	*EWs*	0,000	0,000	348,207	8,500	0,000	2959,760
10	Beban angin kendaraan	*EWl*	101,783	0,000	0,000	3,900	396,953	0,000
11	Beban gempa arah X	*EQx*	0,000	-1950,865	345,691	8,500	-16582,356	2938,370
12	Beban gempa arah Y	*EQy*	0,000	-585,260	1152,302	8,500	-4974,707	9794,566
13	Beban gesekan perletakan	*BF*	0,000	-2442,000	0,000	8,500	-20757,000	0,000
Jumlah			**7498,604**	**-7567,491**	**1846,200**		**-21056,992**	**15692,696**

Dari hasil perhitungan beban tersebut, dilakukan perhitungan beban terfaktor dengan kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan contoh perhitungan beban terfaktor dengan kombinasi beban Ekstrim I EQx.

Tabel 5. 91 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx

Jenis Beban	**Kode Beban**	**Ekstrim I EQx**			
		Faktor Beban	**P**	**MglX**	**MglY**
			kNm	**kNm**	**kNm**
Beban mati sendiri str atas	MS	1,3	5217,009	20346,335	0,0
Beban mati tambahan str atas	MA	2	2048	7987,200	0,0
Tekanan tanah aktif 1	TA	1,25	0,0	-6132,366	0,0
Tekanan tanah aktif 2	TA	1,25	0,0	-31371,014	0,0
Tekanan tanah aktif 3	TA	1,25	0,0	28572,225	0,0

Lanjutan Tabel 5.91 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx

Beban lajur	TD	0,3	587,921	2292,893	0,0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	120	468,000	0,0
Beban rem	TB	0,3	0,0	-252,769	0,0
Beban angin struktur	EWs	0	0,0	0,0	0,0
Beban angin kendaraan	EWl	0	0,0	0,0	0,0
Beban gempa arah X	EQ	1	0,0	-16582,356	2938,370
Beban gempa arah Y	EQ	0	0,0	0,0	0,0
Beban gesekan perletakan	BF	1	0,0	-20757,000	0,0
Jumlah			7972,930	-15428,850	2938,370

Gaya vertikal total (*P*) = 26312,743 kN

Momen guling arah X Ekstrim I (*MglX*) = 15428,850 kNm

Momen guling arah Y Ekstrim I (*MglY*) = 2938,370 kNm

Momen maks dari tiang pancang (*Mmaks*) = 1230,599 kNm

Momen penahan guling total arah X

Mwx = 95266,567 + 1230,599

= 96497,165 kNm

Momen penahan guling total arah Y

Mwy = (*P* x (*By* / 2)) + *Mmaks*

= (26312,743 x (12,6 / 2)) + 1230,599

= 167000,881 kNm

b. Stabilitas guling arah X $= \frac{\sum MwX}{\sum MglX}$

$= \frac{96497,165}{15428,850}$

= 6,254 > 2 **AMAN!**

c. Stabilitas guling arah Y $= \frac{\sum MwY}{\sum MglY}$

$= \frac{167000,881}{2938,370}$

= 56,835 > 2 **AMAN!**

d. Rekapitulasi stabilitas guling

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas guling abutment dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5. 92 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang

Kombinasi	*P*	*MwX*	∑*MglX*	*SF* > 2	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrim I EQx	26312,743	96497,165	15428,850	6,254	Aman
Ekstrim I EQy	26312,743	96497,165	27374,089	3,525	Aman
Daya Layan I	18981,451	57913,793	500,071	115,811	Aman
Daya Layan II	19587,589	57913,793	2611,241	22,179	Aman
Daya Layan III	18407,720	57913,793	1568,965	36,912	Aman
Daya Layan IV	16519,930	57913,793	8257,296	7,014	Aman

Tabel 5. 93 Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang

Kombinasi	*P*	*MwY*	∑*MglY*	*SF* > 2	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim I EQx	26312,743	167000,881	2938,370	56,835	Aman
Ekstrim I EQy	26312,743	167000,881	20400,505	8,186	Aman
Daya Layan I	18981,451	120813,738	887,928	136,063	Aman
Daya Layan II	19587,589	124632,410	0	-	Aman
Daya Layan III	18407,720	117199,237	0	-	Aman
Daya Layan IV	16519,930	105306,160	0	-	Aman

c. Stabilitas kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin satu tiang pada abutment yang ditunjukkan pada Tabel 5.94.

Tabel 5. 94 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Satu Tiang

Kombinasi	P	Mx	My	Pmaks	Qizin	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	kN	Pmaks < Qizin
Ekstrim I EQx	25510,1	19770,362	3456,906	2393,890	3612,861	Aman
Ekstrim I EQy	25510,1	6114,305	11523,019	2350,643	3612,861	Aman
Layan I	18981,5	14931,405	1488,585	1742,216	3612,861	Aman
Layan II	19587,6	15319,480	0,000	1731,380	3612,861	Aman
Layan III	18407,7	14672,689	0,000	1634,756	3612,861	Aman
Layan IV	16519,9	13637,824	3473,365	1624,881	3612,861	Aman

2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin kelompok tiang pada abutment yang ditunjukkan pada Tabel 5.95.

Tabel 5. 95 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang

Kombinasi	Pu	Mux	Muy	Qizin	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	Pu < Qizin
Ekstrim I EQx	25510,1	19770,362	3456,906	37912,205	Aman
Ekstrim I EQy	25510,1	6114,305	11523,019	37912,205	Aman
Layan I	18981,5	14931,405	1488,585	37912,205	Aman
Layan II	19587,6	15319,480	0,000	37912,205	Aman
Layan III	18407,7	14672,689	0,000	37912,205	Aman
Layan IV	16519,9	13637,824	3473,365	37912,205	Aman

4. Perhitungan tulangan tiang pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan ini berupa tiang pancang pracetak yang diproduksi oleh WIKA Beton. Oleh karena itu kebutuhan tulangan secara detail telah diperhitungkan sebaik mungkin oleh produsen tiang pancang tersebut. Akan tetapi dalam penelitian ini perlu mengetahui contoh perhitungan kebutuhan tulangan tiang pancang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kebutuhan tulangan tiang pancang.

Jenis tiang = WIKA Beton *PC Piles*

Diameter tiang pancang (*D*) = 800 mm

Luas penampang tiang pancang (*Ag*) = 502654,825 mm^2

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Diameter tulangan geser (*ds*) = 13 mm

a. Tulangan pokok

Menurut RSNI T-03 (2005), perbandingan luas tulangan pokok terhadap luas penampang setidaknya bernilai 1% dengan batas maksimum 8%.

Luas 1 tulangan pokok (*A1d*) = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan rencana (*n*) = 16 buah

Jumlah luas tulangan pokok (*As*) = *A1d* x *n*

= 490,874 x 16

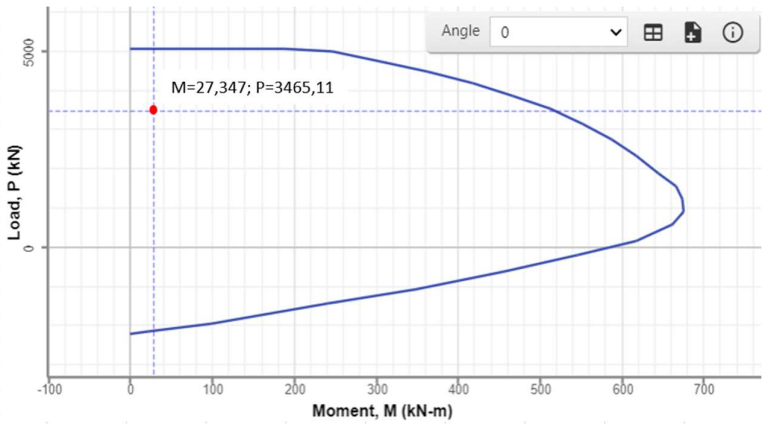
= 7853,982 mm^2

Rasio tulangan = (*As*/*Ag*) x 100%

= (7853,982 / 502654,825) x 100%

= 1,563

Dari hasil perhitungan didapatkan rasio tulangan sebesar 1,563% yang mana memenuhi ketentuan yang ada. Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan diagram interaksi *Mn-Pn* sebagaimana berikut ini.



Gambar 5. 135 Diagram Interaksi *Mn-Pn* Tulangan *Pile*

Dari hasil pemeriksaan melalui diagram interaksi *Mn-Pn*, didapatkan bahwa kapasitas *pile* memenuhi dalam menahan beban yang ada. sehingga *pile* dirancang dengan tulangan pokok **16D25**.

b. Tulangan geser

Mutu beton tiang pancang = 52 MPa
Tegangan izin bahan = 0,3 x *f'c*
= 15,6 MPa
Kedalaman tiang (*H*) = 18 m
Diameter tiang (*D*) = 800 mm
Luas penampang tiang (*Ag*) = 502654,825 mm^2
Lebar ekivalen penampang (*bw*) = 708,981 mm
Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm
Diameter tulangan geser (*ds*) = 13 mm
Tebal efektif (*d'*) = 699,5 mm
Gaya aksial maksimum (*Pu*) = 3612,861 kN
Momen maksimum tiang (*Mu*) = 27,347 kNm
Gaya lateral izin tiang (*Hizin*) = 8,681 kN
Faktor beban ultimit (*K*) = 1,5
Faktor reduksi geser (*Φ*) = 0,7

Gaya geser ultimit akibat momen

Vu1 = *Mu* / *H*
= 27,347 / 18
= 1,519 kN
= 1519,258 N

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral

Vu2 = *K* x *Hizin*
= 1,5 x 8,681
= 13,022 kN
= 13022,208 N

Gaya geser ultimit pakai

Vu = 13022,208 N

Kekuatan geser beton

$$Vc = \left(1 + \frac{Pu}{14.Ag}\right).\left(\frac{\sqrt{F'c}}{6}\right).bw.d'$$

$$= \left(1 + \frac{3612,861}{14\ x\ 502654,825}\right)\ x\ \left(\frac{\sqrt{15,6}}{6}\right) \text{ x } 708,981 \text{ x } 699,5$$

$$= 326630,401 \text{ N}$$

$$\Phi Vc = 0,7 \text{ x } 326630,401$$

$$= 228641,280 \text{ N}$$

dari hasil perhitungan didapatkan $\Phi Vc > Vu$, maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum yaitu **D13-300**.

5. Perhitungan tulangan *pile cap* abutment

Pile cap merupakan sebuah bagian yang berfungsi sebagai penyalur beban dari bagian atas abutment menuju *pile*. Selain itu, *pile cap* juga berfungsi untuk menyatukan *pile* atau tiang pancang dalam suatu kelompok tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan tulangan pile cap abutment.

a. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan tulangan *pile cap* dilakukan dalam kondisi LRFD atau ultimit. Sebagai contoh perhitungan diambil dari kombinasi Kuat I karena kombinasi tersebut memiliki nilai gaya aksial terbesar. Berikut ini merupakan rekapitulasi beban dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya yang ditunjukkan pada Tabel 5.96.

Tabel 5. 96 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada atas *Pile Cap* Abutment

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kN
Kuat 1	15503,952	-5733,226	0,0	-27131,769	0,0
Kuat 2	14560,057	-5693,576	0,0	-26673,811	0,0
Kuat 3	11256,425	-5554,801	487,490	-25070,960	6215,495
Kuat 4	11256,425	-5554,801	0,0	-25070,960	0,0
Kuat 5	11358,208	-5554,801	139,283	-25070,960	1775,856
Ekstrim 1 Eqx	11964,346	-7535,404	345,691	-41996,784	2938,370
Ekstrim1 Eqy	11964,346	-6169,798	1152,302	-30389,135	9794,566

b. Momen ultimit rencana

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 15503,952 kN

Tinggi *pile cap* (*H*) = 1,5 m

Lebar *pile cap* arah X (*Bx*) = 7,8 m

Lebar *pile cap* arah Y (*By*) = 12,6 m

Lebar *breast wall* arah X (*Bbx*) = 1,2 m

Lebar *breast wall* arah Y (*Bby*) = 11 m

Jumlah baris tiang arah X (*nx*) = 3

Jumlah baris tiang arah Y (*ny*) = 5

Lebar penampang kritis (*B'*) = (*Bx* - *Bbx*) / 2

= (7,8 - 1,2) / 2

= 3,3 m

Berat *pile cap* terhadap penampang kritis

q = *γb* x *Bx* x *H*

= 24 x 7,8 x 1,5

= 280,8 kN/m

Jarak antar tiang

S = 2,4 m

Momen ultimit rencana (Mu)

$Mu = 2 \times \left(\frac{Pu}{ns}\ x\ S\right) - \left(\frac{1}{2}\ x\ q\ x\ B'^2\right)$

$= 2 \text{ x } \left(\frac{15503,952}{3\ x\ 5}\ x\ 2,4\right) - \left(\frac{1}{2}\ x\ 280,8\ x\ 3,3^2\right)$

= 3432,309 kNm

Momen ultimit rencana per 1 meter

Mu = 3432,309 / 12,6

= 272,405 kNm

c. Tulangan lentur *pile cap*

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (*fy*) = 420 MPa

Tebal *pile cap* (*t*) = 1500 mm

Selimut beton (*sb*) = 75 mm

Lebar tinjauan (*b*) = 1000 mm

Faktor reduksi kuat lentur beton (φ) = 0,8

Momen *ultimate* (*Mu*) = 272,405 kNm

1) Menghitung nilai momen nominal (*Mn*)

Mn $= \frac{Mu}{\varphi}$

$= \frac{272,405}{0,8}$

= 340,507 kNm

2) Menentukan tinggi efektif (*d*)

d = *t - sb - (0,5 x dp)*

= 1500 - 75 - (0,5 x 25)

= 1412,5 mm

3) Menghitung nilai *Rn*

Rn $= \frac{Mn}{b\ .\ d^2}$

$= \frac{340,507}{1000\ x\ 1412,5^2}$

= 0,171 MPa

4) Menghitung nilai *m*

m $= \frac{fy}{0,85\ .\ f'c}$

$$= \frac{420}{0{,}85\ x\ 30}$$

$$= 16{,}471$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

ρ min 1 $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}00333$

Rasio tulangan minimum 2

ρ min 2 $= \frac{\sqrt{f'c}}{4\ .\ fy}$

$= \frac{\sqrt{30}}{4\ .\ 420}$

$= 0{,}00326$

Rasio tulangan minimum pakai

ρ min pakai $= 0{,}00333$

Rasio tulangan perlu

ρ perlu $= \frac{1}{m}\ x\ \left(1\ -\ \sqrt{1\ -\ \frac{2\ .\ m\ .\ Rn}{Fy}}\right)$

$= \frac{1}{16{,}471}\ x\ \left(1\ -\ \sqrt{1\ -\ \frac{2\ x\ 16{,}471\ x\ 0{,}171}{420}}\right)$

$= 0{,}00041$

Karena *ρ min* > *ρ perlu,* maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

ρ pakai $= 0{,}00333$

6) Menghitung luas tulangan pokok (*As*)

As pokok1 $= \rho\ x\ b\ x\ d$

$= 0{,}00333$ x 1000 x 1412,5

$= 4708{,}333\ mm^2$

As pokok2 $= \frac{b\ .\ d}{Fy}$

$= \frac{1000\ .\ 1412{,}5}{420}$

$= 3363{,}095\ mm^2$

As pokok pakai = 4708,333 mm^2

7) Menghitung jarak tulangan pokok (*S*)

$S_{pokok} = \frac{A1d \,.\, b}{As}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \,.\, 1000}{4708{,}333}$

= 104,256 mm

S_{pokok} *pakai* = 100 mm

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

As' $= \frac{A1d \,.\, b}{S \; pakai}$

$= \frac{0{,}25 \; x \; \pi \; x \; 25^2 \,.\, 1000}{100}$

= 4908,739 mm^2

Aman, As' > As

Sehingga tulangan pokok pada *wing wall* menggunakan tulangan **D25-100**.

d. Tulangan geser pile cap

1) Kuat geser satu arah

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 15503,952 kN

Lebar *pile cap* arah X (*Bx*) = 7,8 m

Lebar *pile cap* arah Y (*By*) = 12,6 m

Lebar *breast wall* arah X (*Bbx*) = 1,2 m

Lebar *breast wall* arah Y (*Bby*) = 11 m

Luas penampang *pile cap* (*Ag*) = *Bx* x *By*

= 7,8 x 12,6

= 98,28 m^2

Tebal efektif *pile cap* (*d*) = *H* - *sb*

= 1500 - 75

= 1425 mm

Daerah pembebanan geser satu arah

G' = *Bx* – (*Bx*/2 + *Bbx*/2 + *d*)

= 7,8 - (7,8/2 + 1,2/2 + 1,425)

= 1,875 m

Vu = (*Pu* / *Ag*) x *Bx* x *G'*

= (15503,952 / 98,28) x 7,8 x 1,875

= 2307,136 kN

Gaya geser rencana per 1 meter

Vux = 2307,136 / 12,6

= 183,106 kN

ϕVc = 0,75 x (1/6) x $\sqrt{f'c}$ x *b* x *d* > *Vux*

= 0,75 x (1/6) x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1425 > *Vux*

= 975,631 kN > 183,106 kN

Karena ϕVc > Vux, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

2) Kuat geser dua arah

B' = *Bbx* + *d*

= 1,2 + 1,425

= 2,625 m

Keliling kritis (B_0) = (2 x *B'*) + (2 x *b*)

= (2 x 2,625) + (2 x 1)

= 7,25 m

Panjang *breast wall* arah X (*Bbx*) = 1,2 m

Panjang *breast wall* arah Y (*Bby*) = 11 m

Perbandingan sisi kolom (βc) = *Bby* / *Bbx*

= 11 / 1,2

= 9,167

Nilai λ untuk beton normal = 1

Nilai λs = 40 (kolom terletak di tengah)

Gaya geser rencana

Vu = (*P* / *Ag*) x (*Ag* - (*B' x By)*)

= (15503,952 / 98,28) x (98,28 - (2,625 x 12,6))

= 15470,877 kN

Gaya geser rencana per 1 meter

Vux = 15470,877 / 12,6

= 1227,847 kN

Kuat geser dua arah yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini.

a) Vc_1 = 0,17 x $\left(1 + \frac{2}{\beta c}\right)$ x λ x $\sqrt{f'c}$ x B_0 x d

= 0,17 x $\left(1 + \frac{2}{9,167}\right)$ x 1 x $\sqrt{30}$ x 7250 x 1425

= 11718567,687 N

= 11718,567 kN

b) Vc_2 = 0,083 x $\left(\frac{\lambda s \ x \ d}{Bo} + 2\right)$ x λ x $\sqrt{f'c}$ x B_0 x d

= 0,083 x $\left(\frac{40 \ x \ 1425}{7250} + 2\right)$ x 1 x $\sqrt{30}$ x 7250 x 1425

= 46319048,125 N

= 46319,048 kN

c) Vc_3 = 0,33 x λ x $\sqrt{f'c}$ x B_0 x d

= 0,33 x 1 x $\sqrt{30}$ x 7250 x 1425

= 18509770,341 N

= 18509,770 N

Dari ketiga persamaan tersebut didapatkan nilai Vc terkecil sebesar 11718,567 kN sehingga gaya geser nominal yang mampu ditahan beton segabaimana berikut ini.

ϕVc = 0,75 x Vc > Vux

= 0,75 x 11718,567

= 8788,926 kN > 1227,847 kN

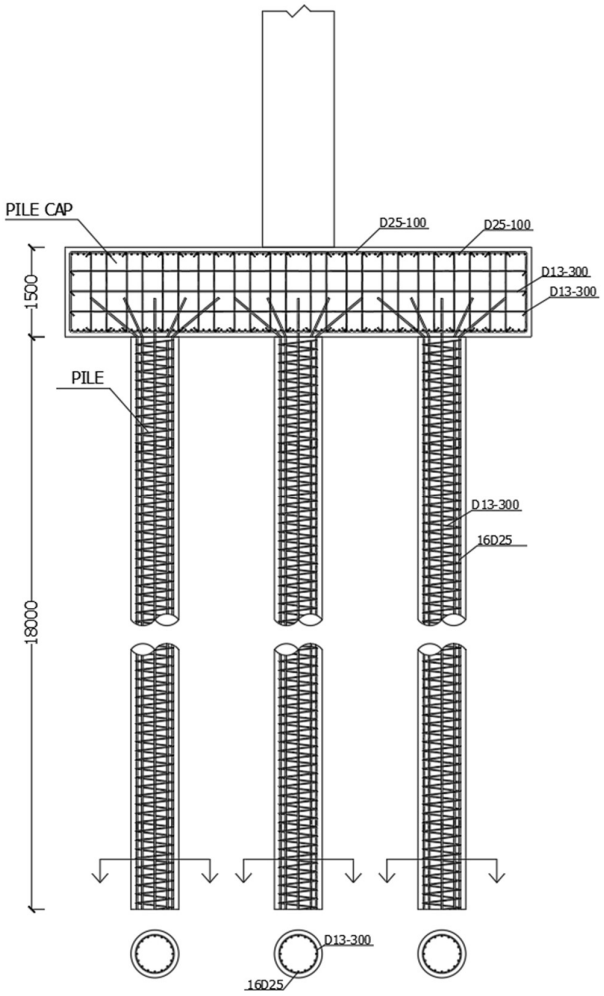
Karena $\phi Vc > Vux$, maka tulangan geser dua arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

6. Rekapitulasi tulangan pile dan pile cap

Rekapitulasi desain tulangan pile dan pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.97 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5. 97 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi Abutment

No	Jenis Struktur	Jenis Tulangan	
		Tulangan Pokok	Tulangan Geser
		(mm)	(mm)
1.	Tiang pancang	16D25	D13-300
2.	*Pile cap*	D25-100	D13-300



Gambar 5. 136 Tulangan Pondasi dan *Pile Cap*

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Adapun kesimpulan dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan yaitu sebagaimana berikut ini.

1. Struktur atas jembatan
    a. Pelat lantai yang digunakan memiliki ketebalan 250 mm dengan tulangan longitudinal pada momen positif dan momen negatif menggunakan D16-120. Kemudian tulangan susut menggunakan D13-150.
    b. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 300x150x6,5x9 yang dipasang komposit dengan pelat lantai menggunakan *shear connector*/*shear stud* dengan diameter 19 mm sebanyak 32 buah sepanjang satu buah gelagar memanjang.
    c. Gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 800x300x14x26
    d. Rangka utama pada batang atas menggunakan profil baja IWF 500x500x32x32.
    e. Rangka utama pada batang bawah menggunakan profil baja IWF 500x500x19x32.
    f. Rangka utama pada batang diagonal menggunakan profil baja IWF 500x500x19x32.
    g. Ikatan angin tengah menggunakan profil baja IWF 250x175x8x12.
    h. Ikatan angin ujung menggunakan profil baja IWF 350x300x12x19.
    i. Sambungan antar komponen struktur atas menggunakan sambungan baut dengan mutu A490 yang disambungkan dengan pelat buhul. Diameter baut, jumlah baut, tebal pelat buhul, dan konfigurasi yang digunakan tiap komponennya adalah sebagai berikut:
        1) Batang atas : diameter baut M30, jumlah baut 56 buah, tebal pelat buhul luar 30 mm, konfigurasi baut seling.

2) Batang bawah : diameter baut M30, jumlah baut 52 buah, tebal pelat buhul luar 30 mm dan tebal pelat buhul dalam 20 mm, konfigurasi baut seling.

3) Batang diagonal : diameter baut M30, jumlah baut 52 buah, pelat buhul luar 30 mm, konfigurasi baut seling.

4) Ikatan angin : diameter baut M22, jumlah baut 12 buah, pelat buhul luar 30 mm, konfigurasi baut sejajar.

2. Struktur bawah jembatan
   a. Abutment menggunakan tipe T terbalik dengan dimensi *breast wall* 1,2 m x 11 m dan tinggi 8,5 m
   b. *Pile cap* menggunakan dimensi 7,8 m x 12,6 m x 1,5 m.
   c. Pondasi yang digunakan berupa pondasi dalam tiang pancang dengan diameter 0,8 m sebanyak 15 buah dengan panjang 18 m.

6.2 Saran

Adapun saran yang disampaikan oleh penulis untuk penelitian selanjutnya untuk melengkapi kekurangan pada penelitian ini yaitu sebagai berikut ini:

1. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut mengenai tipe jembatan rangka dan konfigurasi yang lain dalam merencanakan jembatan rangka bentang panjang untuk mengetahui tingkat efektivitas baik dari kekuatan maupun biaya.
2. Dalam proses analisis struktur rangka jembatan dapat dilakukan dengan membandingkan aplikasi lain yang digunakan sehingga hasil analisis struktur dapat lebih detail.
3. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut mengenai analisis gempa pada jembatan khususnya pada daerah yang dilintasi sesar aktif.

DAFTAR PUSTAKA

Anggraini, Warsito, dan Suprapto. 2021. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Dengan Struktur Rangka Baja Type Pratt Pada Jembatan Petak Kabupaten Nganjuk. *Jurnal Rekayasa Sipil.* Vol.10 No.1:24-36. Malang.

Chen, W. dan Duan, L. 2014. *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design*. CRC Press. London.

Das, B.M. 1985. *Principles of Geotechnical Engineering*, 7th ed. Cengage Learning. Stamford.

Hakikie, P.N. 2017. Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Ireng II pada Jalan Tol Semarang-Bawen Menggunakan Jembatan Busur Rangka Baja. *Tugas Akhir*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.

Hibbeler, R.C. 2012. *Structural Analysis*, 8th *ed*. Pearson Education, Inc. New Jersey

Hidayat, M.T. 2021. Perancangan Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Husnah, Darfia, dan Hidayat. 2019. Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Tipe Camel Back Truss dengan Menggunakan Metode LRFD. e-*journal Gelagar.* Vol.2 No.1:87-96. Pekanbaru.

Lilu, Indra, dan Santosa. 2020 Analisis Struktur Rangka Baja Ringan Dan Baja Berat Dengan Aplikasi Bricscad. *Jurnal Teknik Sipil.* Vol.5 No.2:46-55. Malang.

Nakazawa, K. 1984. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Terjemahan oleh Suyono Sosrodarsono. 2000. Pradnya Paramita. Jakarta

Rancangan Standar Nasional Indonesia. 2004. *Perencanaan Stuktur Beton untuk Jembatan (RSNI T-12-2004).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Rancangan Standar Nasional Indonesia. 2005. *Perencanaan Stuktur Baja untuk Jembatan (RSNI-03-2005).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Robby, I.H. 2019. Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren Dengan Lantai Jembatan Di Bawah. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Safitri, Warsito, dan Noerhayati. 2021. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kabupaten Jombang. *Jurnal Rekayasa Sipil.* Vol.10 No.2:96-106. Malang.

Segui, W.T. 2006. *Steel Design*, 6th ed. Cengage Learning. Stamford.

Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Erlangga. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. *(SNI 1729:2015).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

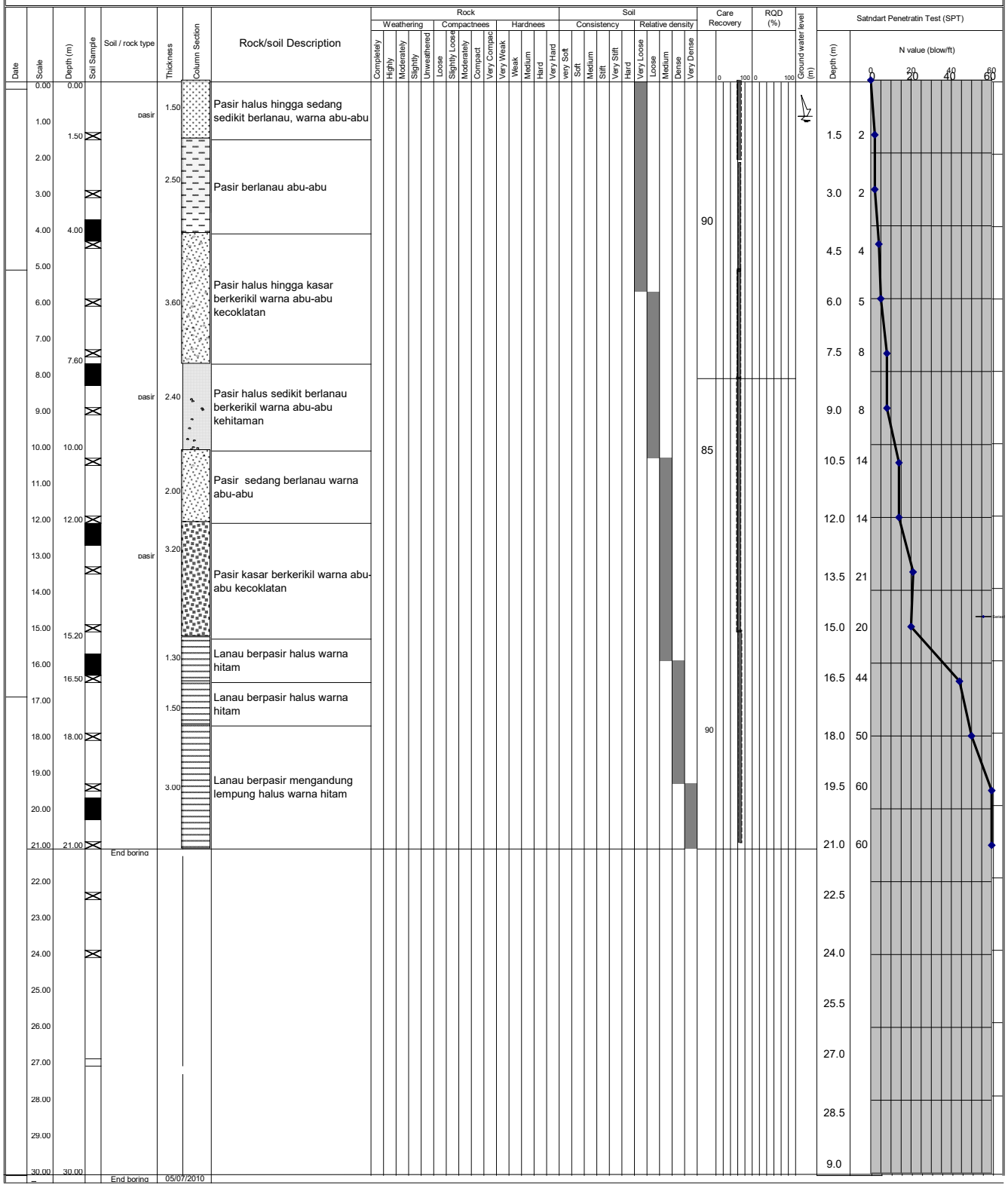
Sugiono. 2013. *Metode Penelitian Kuantitatif, Kualitatif Dan R & D.* Alfabeta. Bandung.

Supriyadi, B. dan Muntohar, A. S. 2007. Jembatan. UGM Press. Yogyakarta.

LAMPIRAN

Geological Log

Project	: Jembatan Grembyangan	Depth : 21 m	BM : 1
Location	: -	Point coordinate :	
Date	:	Drilled By :	
Ground Elevation		logged By :	



Geological Log

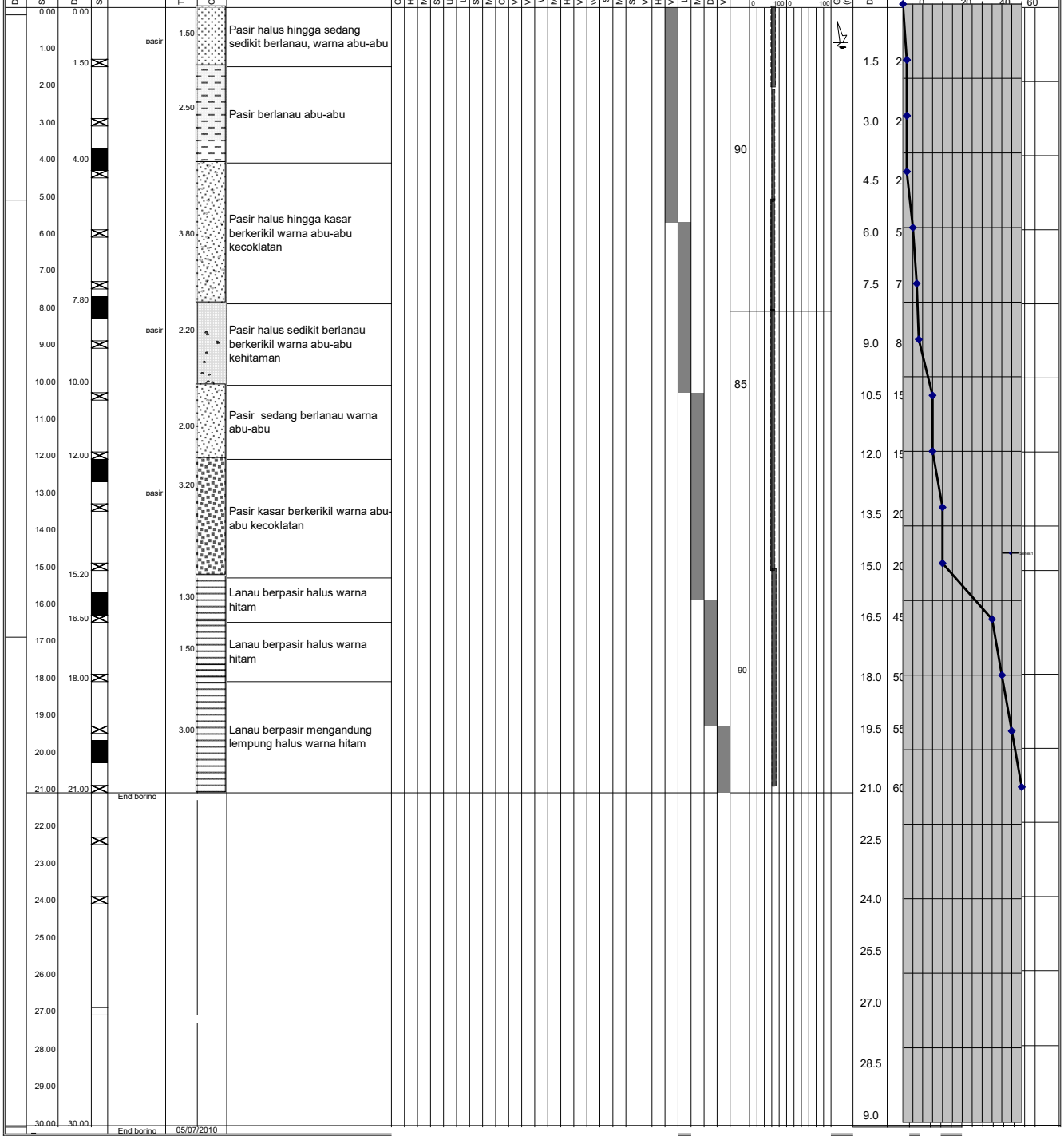
Project	: Jembatan Grembyangan	Depth	: 21 m
Location	: -	Point coordinate	:
Date	:	Drilled By	:
Ground Elevation		logged By	:

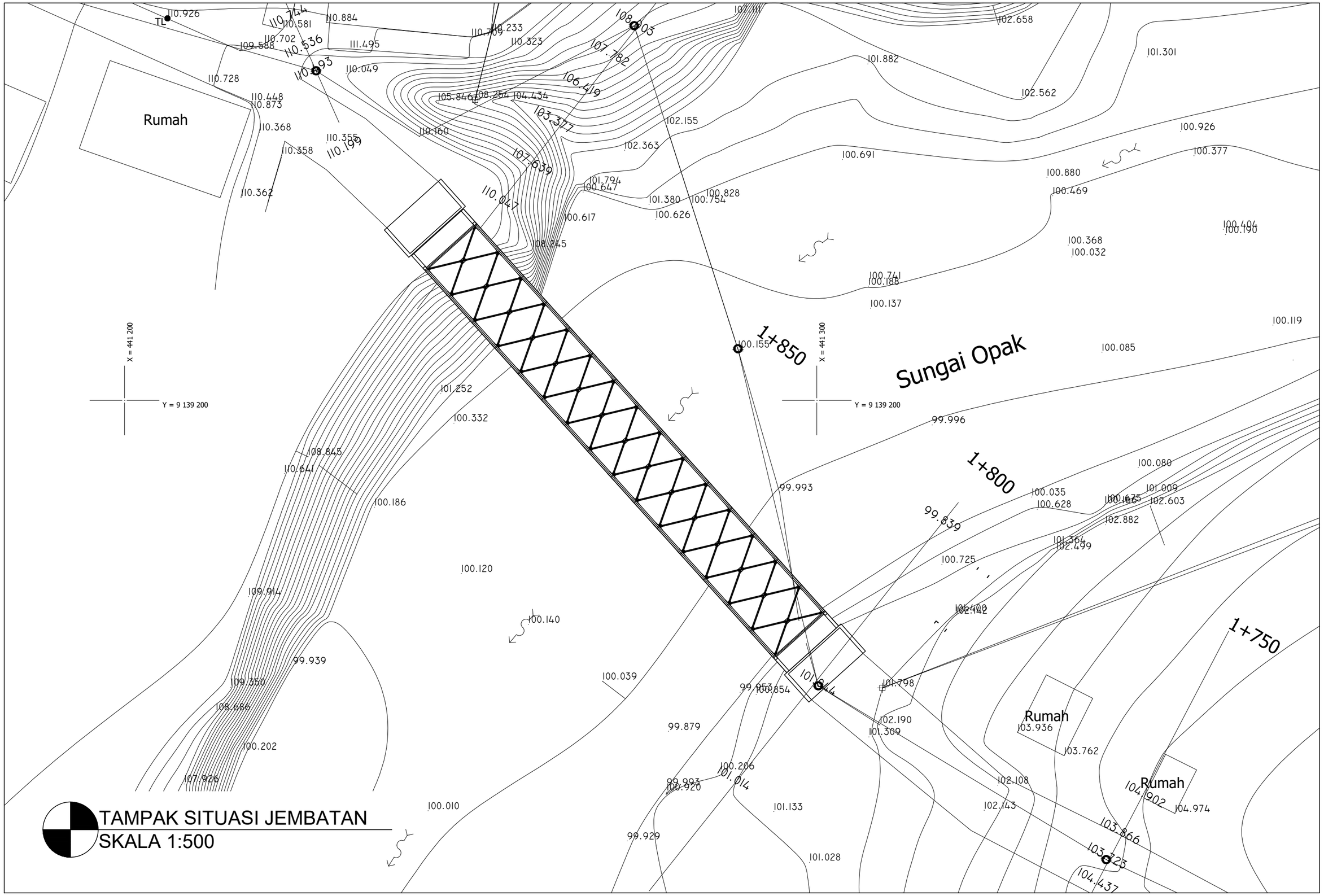
BM : 2

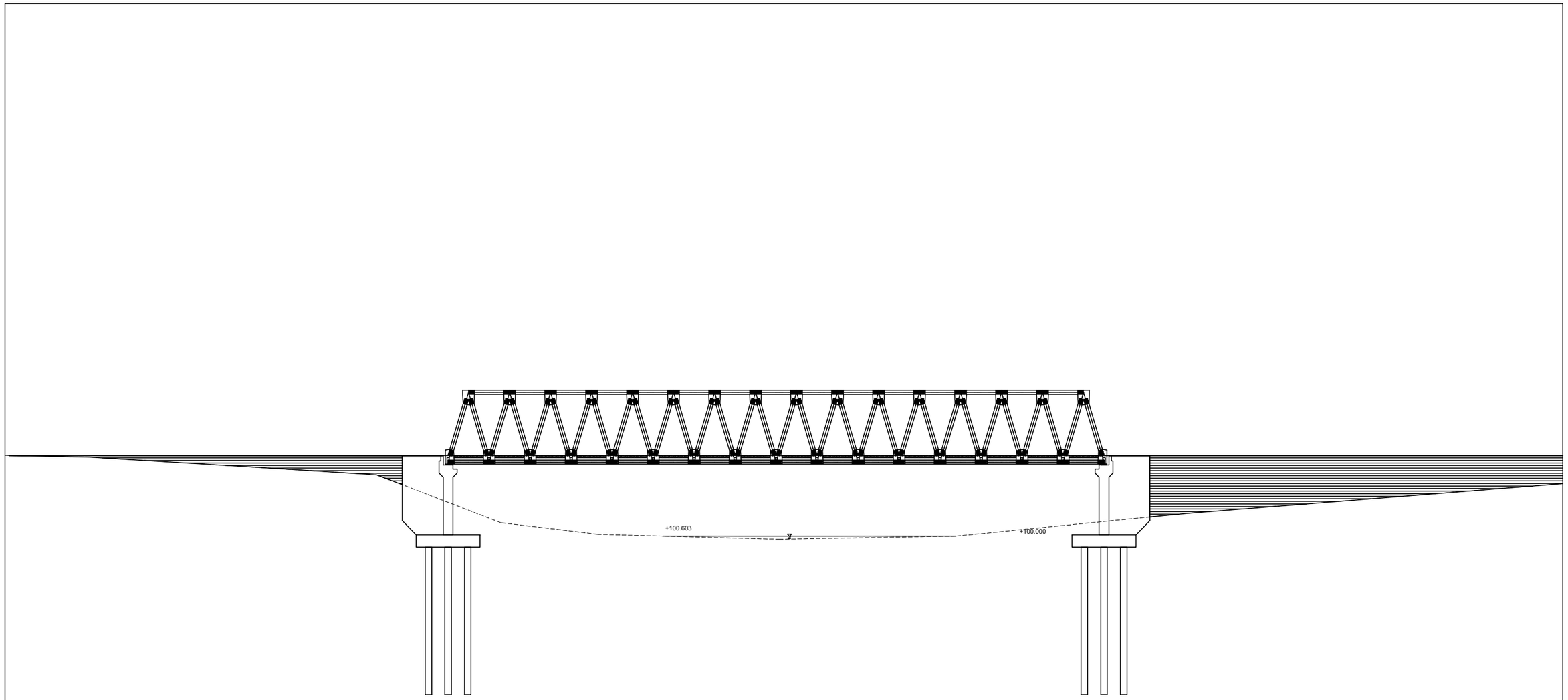
Thickness	Rock/soil Description
1.50	Pasir halus hingga sedang sedikit berlanau, warna abu-abu
2.50	Pasir berlanau abu-abu
3.80	Pasir halus hingga kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan
2.20	Pasir halus sedikit berlanau berkerikil warna abu-abu kehitaman
2.00	Pasir sedang berlanau warna abu-abu
3.20	Pasir kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan
1.30	Lanau berpasir halus warna hitam
1.50	Lanau berpasir halus warna hitam
3.00	Lanau berpasir mengandung lempung halus warna hitam

End boring

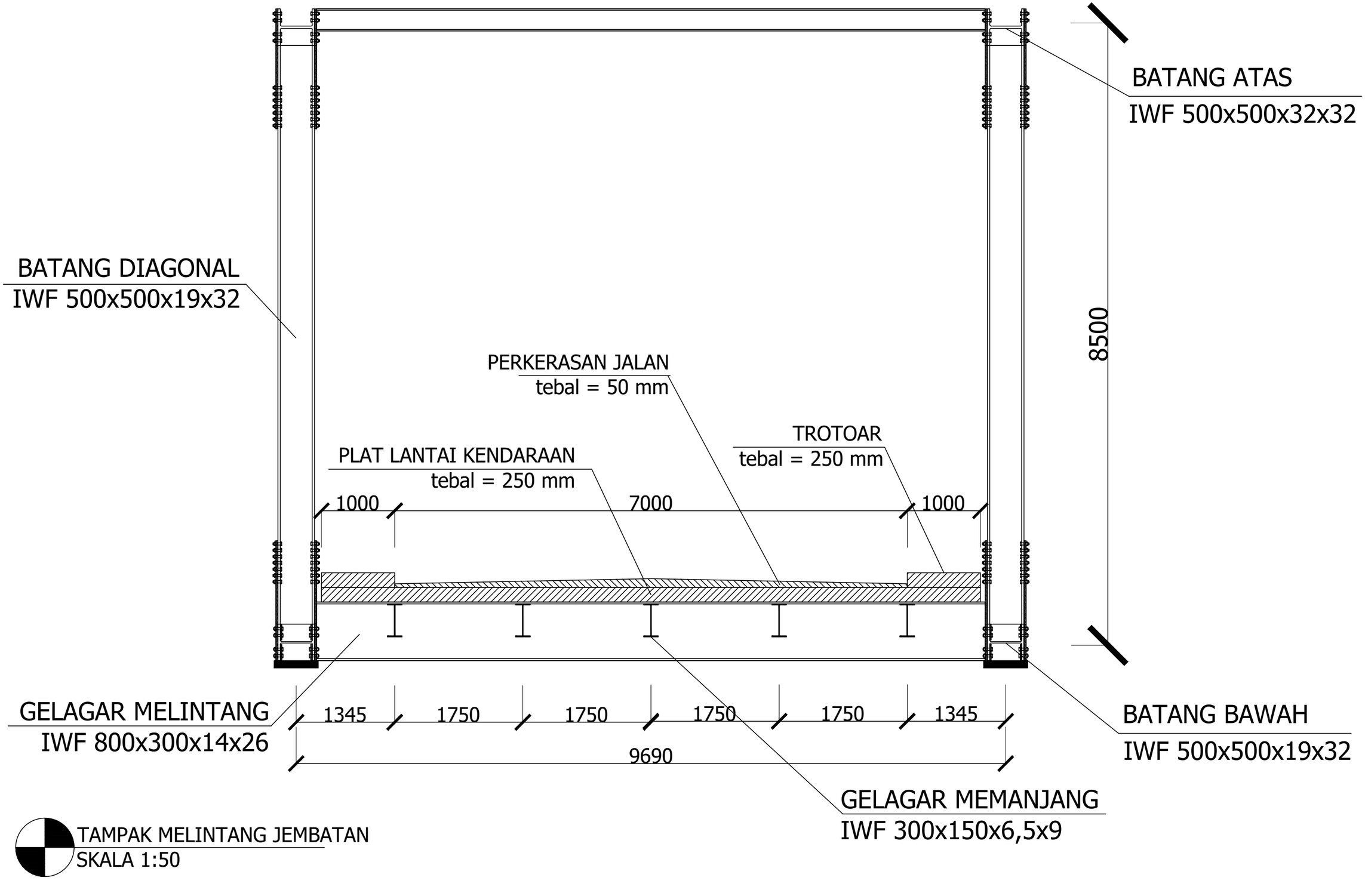
End boring 05/07/2010



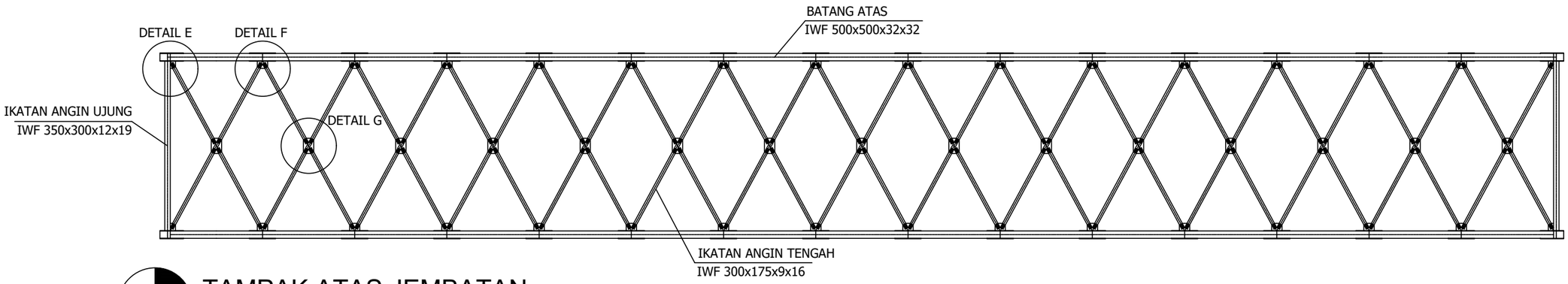

TL
110.926
110.744
110.581
110.884
110.702
109.588
110.536
111.495
110.233
110.709
110.323
108.003
107.782
106.419
110.493
110.049
110.728
110.448
110.873
Rumah
110.368
110.355
110.199
110.358
110.160
105.846
108.254
104.434
103.377
107.639
110.047
110.362
101.794
100.647
100.617
108.245
102.155
102.363
101.882
102.658
101.301
102.562
100.926
100.691
100.377
100.880
100.469
101.380
100.754
100.828
100.626
100.404
100.190
100.368
100.032
100.741
100.188
100.137
100.119
100.085
X = 441 200
Y = 9 139 200
X = 441 300
Y = 9 139 200
1+850
100.155
Sungai Opak
101.252
100.332
99.996
1+800
108.845
110.641
100.186
99.993
99.839
100.035
100.628
100.080
101.009
102.603
102.882
101.364
102.499
100.725
100.120
109.914
100.140
102.400
102.142
1+750
99.939
109.350
108.686
100.202
107.926
100.039
99.957
100.854
101.798
102.190
101.309
99.879
Rumah
103.936
103.762
Rumah
104.902
104.974
100.206
101.014
99.993
100.920
102.108
102.143
103.866
103.723
104.437
100.010
101.133
99.929
101.028
TAMPAK SITUASI JEMBATAN
SKALA 1:500



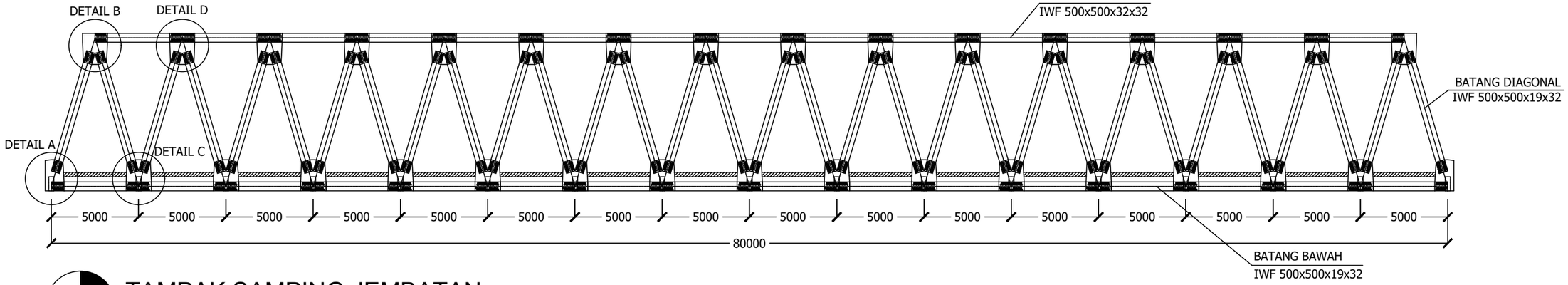
TAMPAK MEMANJANG JEMBATAN
SKALA 1:500



TAMPAK MELINTANG JEMBATAN
SKALA 1:50



TAMPAK ATAS JEMBATAN
SKALA 1:250



TAMPAK SAMPING JEMBATAN
SKALA 1:250

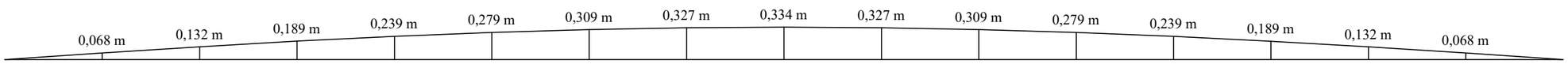
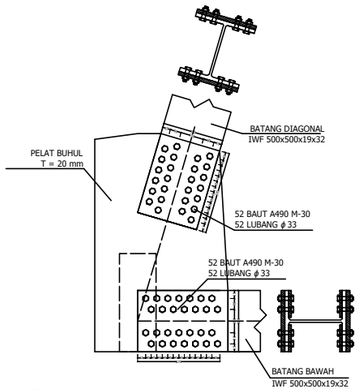
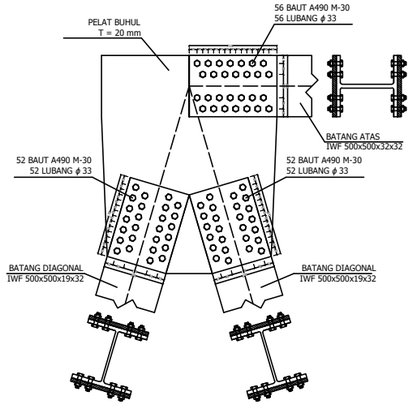


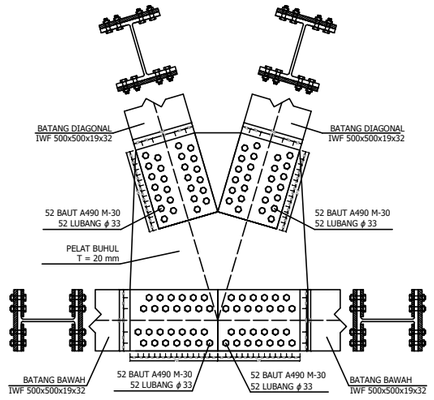
DIAGRAM LAWAN LENDUT (CAMBER)



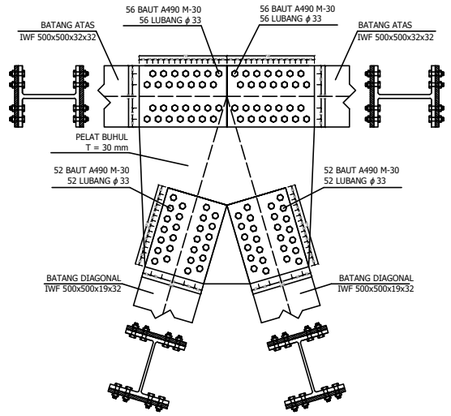
DETAIL SAMBUNGAN A
SKALA 1:50



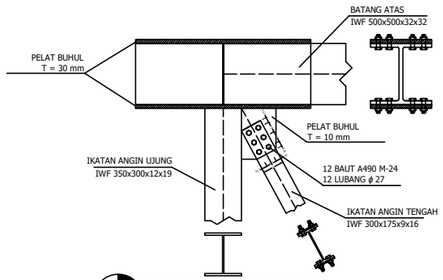
DETAIL SAMBUNGAN B
SKALA 1:50



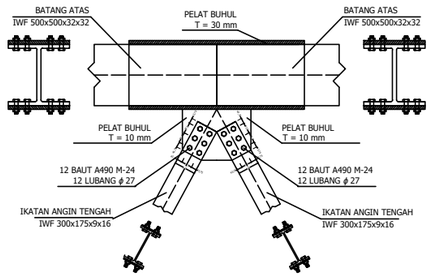
DETAIL SAMBUNGAN C
SKALA 1:50



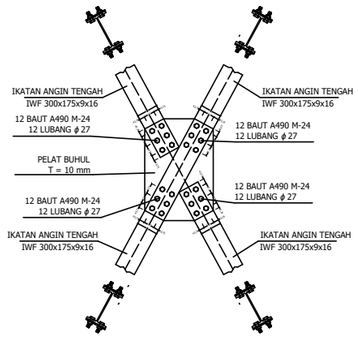
DETAIL SAMBUNGAN D
SKALA 1:50



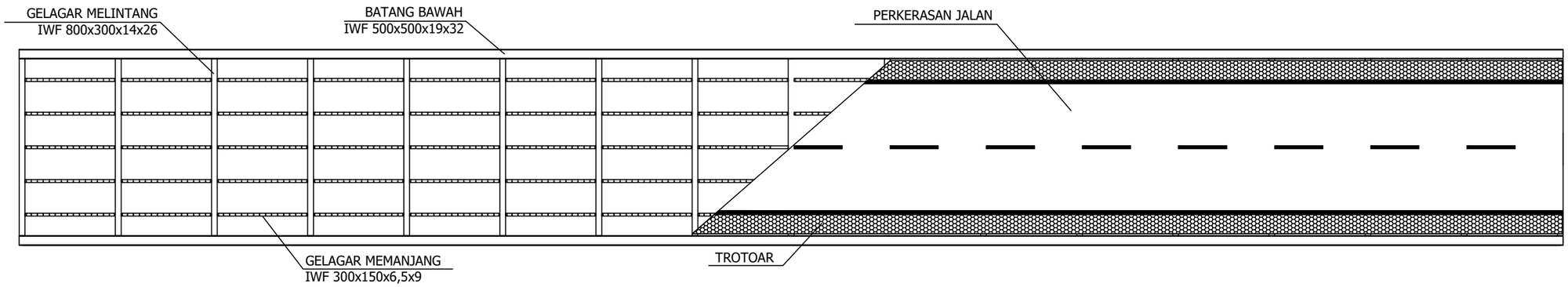
DETAIL SAMBUNGAN E
SKALA 1:50



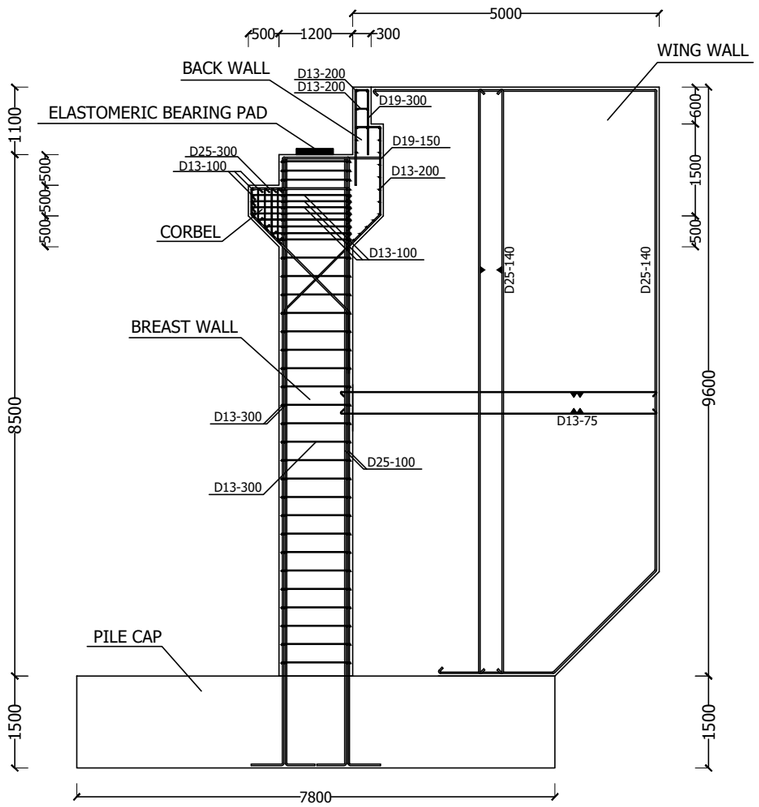
DETAIL SAMBUNGAN F
SKALA 1:50



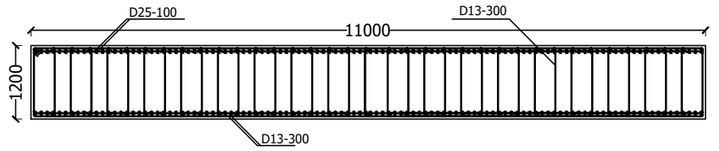
DETAIL SAMBUNGAN G
SKALA 1:50



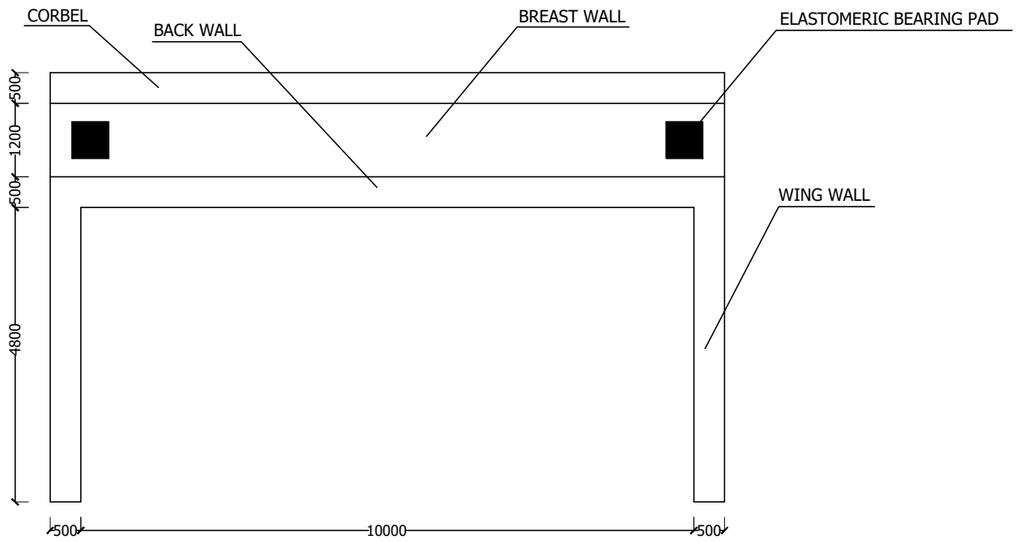
TAMPAK ATAS LANTAI JEMBATAN
SKALA 1:250



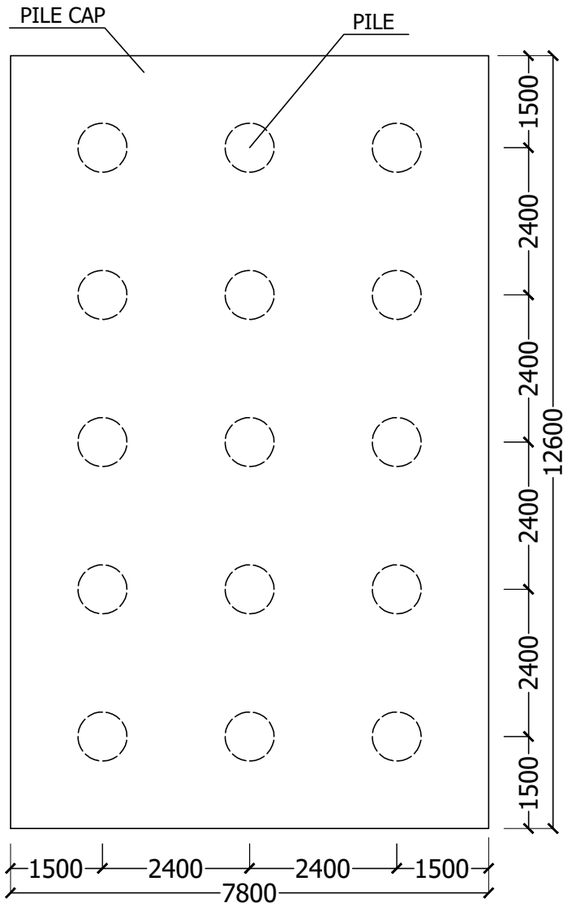
DETAIL TULANGAN ABUTMENT
SKALA 1:100



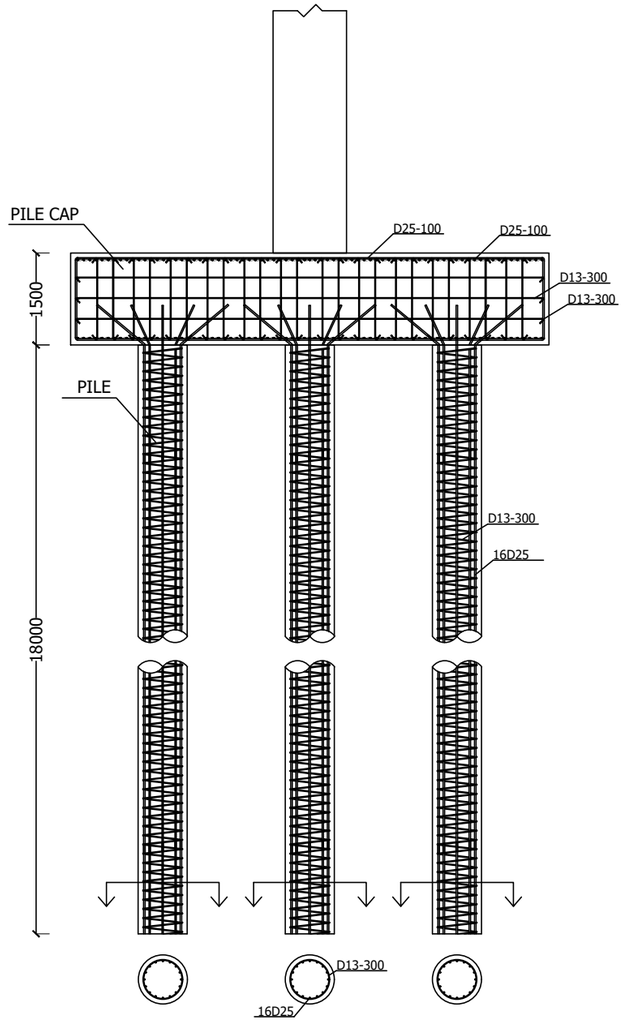
POTONGAN MELINTANG BREAST WALL
SKALA 1:100



TAMPAK ATAS ABUTMENT
SKALA 1:100



DENAH PONDASI
SKALA 1:100



DETAIL TULANGAN PONDASI
SKALA 1:100