TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN KIRINGAN MENGGUNAKAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN* *(STRUCTURAL PLANNING OF KIRINGAN BRIDGE USING WARREN TYPE STEEL FRAME)*

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

Ilman Fathurahman
17511147

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
TUGAS AKHIR
2022

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN KIRINGAN MENGGUNAKAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN* *(STRUCTURAL PLANNING OF KIRINGAN BRIDGE USING WARREN TYPE STEEL FRAME)*

Disusun Oleh

Ilman Fathurahman

17511147

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

Diuji pada tanggal 26 April 2022

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Ir.Suharyatma, M.T.	**Elvis Saputra, S.T., M.T.**	**Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.**
NIK : 865110201	**NIK : 205111302**	**NIK : 185111302**

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
YOGYAKARTA

Sri Amini Yuni Astuti, Dr., M.T
NIK : 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, April 2022

Yang membuat pernyataan,



Ilman Fathurahman

(17511147)

Untuk :

Ibu, ayah

dan tiga saudariku.

Jika anak Adam meninggal, maka terputuslah segala amalnya, kecuali dari tiga perkara ; sedekah jariyah, ilmu yang bermanfaat, dan anak shaleh yang mendoakannya. (HR. Muslim)

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji hanya bagi Allah *Subhanahu Wa Ta'ala.* Dengan taufik serta pertolongan Allah, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Jembatan Kiringan Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren.* Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penulis meyakini masih banyak kekurangan dalam Tugas Akhir ini, namun berkat saran dan kritik dari berbagai pihak, Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Ucapan terima kasih sebesar- besarnya ditujukan kepada :

1. Ibu Miftahul Fauziah, S.T.,M.T., Ph.D. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
2. Bapak Prof. Ir. Widodo, MSCE., Ph.D. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil.
3. Bapak Ir. Suharyatma, M.T. selaku Dosen Pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan dukungan.
4. Bapak/Ibu Dosen Penguji.
5. Ibunda tercinta, Yeyeh Yuningsih, S.Pd. (Almh.) yang telah memberikan kasih sayang terbaik semasa hidupnya, semoga Allah merahmatinya.
6. Kedua orangtua penulis, Yeyen Patoni, M.Pd. dan Endang Kalis Pujiningsih, S.Pd., yang selalu memberikan pengertian dan perhatian, semoga Allah menjaga keduanya.
7. Tiga saudari penulis, Ilma Alvia Bayatika, S.Farm., Ilfani Rahmatika, S.Pd.,Gr. dan Ilfandini Dinantika yang selalu memberikan dorongan semangat, semoga Allah menjaga mereka.

8. Teman- teman Teknik Sipil UII angkatan 2017 yang telah membantu penulis.
9. Seluruh pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini.

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

Yogyakarta, April 2022

Penulis,

Ilman Fathurahman

(17511147)

DAFTAR ISI

Halaman Judul i

Halaman Pengesahan ii

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii

DEDIKASI iv

KATA PENGANTAR v

DAFTAR ISI vii

DAFTAR TABEL xi

DAFTAR GAMBAR xviii

DAFTAR LAMPIRAN xxvii

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xxviii

ABSTRAK xxxiv

ABSTRACT xxxv

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 3

1.3 Tujuan Penelitian 3

1.4 Manfaat Penelitian 4

1.5 Batasan Penelitian 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7

2.1 Penelitian Terdahulu 7

2.1.1 Perhitungan Struktur Jembatan Rangka Baja (*Truss Bridge*) 7

2.1.2 Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *K-Truss* 8

2.1.3 Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* 8

2.1.4 Perencanaan Jembatan Rangka Baja Bentang 90 Meter 9
2.2 Perbandingan Penelitian 10
BAB III LANDASAN TEORI 12
3.1 Definisi Jembatan 12
3.2 Tipe Jembatan dan Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Panjang Bentang 12
3.3 Sistem Struktur Rangka Batang 14
3.3.1 Batang Tarik 16
3.3.2 Batang Tekan 17
3.4 Jembatan Rangka Baja 18
3.4.1 Jenis- jenis Jembatan Rangka Baja 18
3.4.2 Rangka Baja Tipe Warren 20
3.5 Sifat dan Karakteristik Material Baja 21
3.5.1 Sifat Mekanis Baja 21
3.5.2 Faktor Beban dan Kekuatan 22
3.6 Pembebanan Jembatan 23
3.6.1 Beban Permanen 23
3.6.2 Beban Lalu Lintas 32
3.6.3 Beban Aksi Lingkungan 37
3.6.4 Beban Lainnya 61
3.7 Faktor Beban dan Kombinasi Beban 63
3.8 Perencanaan Bangunan Atas Jembatan 68
3.8.1 Trotoar 68
3.8.2 Pelat Lantai 71
3.8.3 Gelagar Memanjang 75
3.8.4 Gelagar Melintang 78
3.8.5 Rangka Utama 83

3.8.6 Ikatan Angin 87
3.8.7 Sambungan 91
3.9 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan 96
3.9.1 *Abutment* 96
3.8.2 Pilar 111
3.8.3 Fondasi 113
3.8.4 *Pile Cap* 124
3.10 Korelasi Nilai SPT dengan Parameter Tanah 125
3.11 Analisis Struktur Atas Jembatan Berdasarkan Metode LRFD 127
BAB IV METODE PENELITIAN 130
4.1 Tinjauan Umum 130
4.2 Data Teknis 130
4.2.1 Lokasi Jembatan 130
4.2.2 Teknik Pengumpulan Data 131
4.2.3 Data Existing Jembatan Kiringan 131
4.2.4 Pre Eleminary Desain Jembatan 134
4.3 Tahap Perencanaan 137
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN 141
5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan 141
5.1.1 Trotoar dan Pelat Lantai 142
5.1.2 Gelagar Memanjang 156
5.1.3 Gelagar Melintang 172
5.1.4 Rangka Utama 183
5.1.5 Sambungan 246
5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan 268
5.2.1 *Abutment* 268

5.2.2 Fondasi *Abutment* 416
5.2.3 Pilar 459
5.2.4 Fondasi Pilar 542
5.3 Pembahasan 587
5.3.1. Gelagar Jembatan 588
5.3.2. Rangka Utama dan Ikatan Angin 588
5.3.3. Sambungan 588
5.3.4. Abutment 589
5.3.5. Pilar 589
5.3.6. Fondasi 589
KESIMPULAN DAN SARAN 586
6.1 Kesimpulan 586
6.2 Saran 587
DAFTAR PUSTAKA xv
LAMPIRAN xviii

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang 10

Tabel 3.1 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Panjang Bentang 14

Tabel 3.2 Sifat Mekanis Baja Struktural 21

Tabel 3.3 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit 22

Tabel 3.4 Berat Isi untuk Beban Mati 24

Tabel 3.5 Faktor Beban untuk Berat Sendiri 25

Tabel 3.6 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan 26

Tabel 3.7 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah 26

Tabel 3.8 Sudut Geser Berbagai Material 29

Tabel 3.9 Faktor Beban Lajur "D" 33

Tabel 3.10 Faktor Beban Truk "T" 35

Tabel 3.11 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal 38

Tabel 3.12 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal 39

Tabel 3.13 Koefisien Seret (C_D) dan Koefisien Angkat (C_L) 41

Tabel 3.14 Lendutan Ekuivalen Untuk Tumbukan Batang Kayu 43

Tabel 3.15 Faktor Beban Akibat Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Batang Kayu 43

Tabel 3.16 Periode Ulang Banjir 43

Tabel 3.17 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu 45

Tabel 3.18 Tekanan Angin Dasar 46

Tabel 3.19 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan 47

Tabel 3.20 Klasifikasi Kelas Situs 51

Tabel 3.21 Penjelasan Peta Gempa 53

Tabel 3.22 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}, F_a) 57
Tabel 3.23 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v) 58
Tabel 3.24 Faktor Modifikasi Respon *(R)* untuk Bangunan Bawah 59
Tabel 3.25 Faktor Modifikasi Respon *(R)* untuk Hubungan antar Elemen Struktur 59
Tabel 3.26 Kategori Kepentingan Jembatan 60
Tabel 3.27 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa 61
Tabel 3.28 Nilai *K* untuk Bantalan Karet Ukuran 600m x 600m 62
Tabel 3.29 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 66
Tabel 3.30 Luas Tulangan Susut 70
Tabel 3.31 Ketebalan Minimum Pelat 72
Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minmum 73
Tabel 3.33 Luas Tulangan Susut 74
Tabel 3.34 Standarisasi Diameter Lubang Baut 91
Tabel 3.35 Jarak Tepi Minimum untuk Berbagai Ukuran Baut 93
Tabel 3.36 Kekuatan Nominal Baut 93
Tabel 3.37 Ukuran Minimum Tulangan Sengkang 107
Tabel 3.38 Efisiensi Pemukul (E_f) 120
Tabel 3.39 Faktor Koreksi SPT 120
Tabel 3.40 Jarak Minimum Fondasi Tiang 124
Tabel 3.41 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (c_u) 126
Tabel 3.42 Hubungan Nilai SPT terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ) 126
Tabel 3.43 Hubungan Jenis Tanah terhadap Berat Volume Tanah (γ_d) 126
Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai Kendaraan 147
Tabel 5.2 Rekapitulasi Total Beban Gelagar Memanjang 161
Tabel 5.3 Rekapitulasi Beban Kerja Gelagar Memanjang 177
Tabel 5.4 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan 204

Tabel 5.5 Data N-SPT Tanah Sekitar Jembatan Kiringan 205
Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Masing-Massing Batang 217
Tabel 5.7 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Batang Atas 256
Tabel 5.8 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Batang Atas 262
Tabel 5.9 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut 263
Tabel 5.10 Dimensi *Abutment* Kiri 271
Tabel 5.11 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan 272
Tabel 5.12 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas 276
Tabel 5.13 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Abutment* 279
Tabel 5.14 Perhitungan Gaya dan Momen pada 1 Sisi *Wing Wall* 279
Tabel 5.15 Perhitungan Gaya dan Momen pada Timbunan Tanah 280
Tabel 5.16 Rekapitulasi Berat Sendiri *Abutment* 281
Tabel 5.17 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Abutment 283
Tabel 5.18 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif 288
Tabel 5.19 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Pasif 290
Tabel 5.20 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa 294
Tabel 5.21 Rekapitulasi Beban Lajur “D” 296
Tabel 5.22 Rekapitulasi Berat Struktur 321
Tabel 5.23 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada Tepi *Pile Cap* 322
Tabel 5.24 Faktor Beban 322
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 323
Tabel 5.26 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I 324
Tabel 5.27 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II 324
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III 325
Tabel 5.29 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV 326
Tabel 5.30 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap Abutment* 326

Tabel 5.31 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Breast Wall* 328
Tabel 5.32 Rekapitulasi Berat Sendiri *Breast Wall* 329
Tabel 5.33 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif 333
Tabel 5.34 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa 336
Tabel 5.35 Rekapitulasi Berat Struktur 350
Tabel 5.36 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada Pangkal *Breast Wall* 351
Tabel 5.37 Faktor Beban 351
Tabel 5.38 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 352
Tabel 5.39 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II 352
Tabel 5.40 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III 353
Tabel 5.41 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV 354
Tabel 5.42 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V 354
Tabel 5.43 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 355
Tabel 5.44 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal *Breast Wall* 355
Tabel 5.45 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Back Wall* 357
Tabel 5.46 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah 361
Tabel 5.47 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah 363
Tabel 5.48 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa 366
Tabel 5.49 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa 368
Tabel 5.50 Rekapitulasi Berat Struktur 368
Tabel 5.51 Rekapitulasi Berat Struktur 369
Tabel 5.52 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I *Back Wall* Atas 369
Tabel 5.53 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I *Back Wall* Atas 370
Tabel 5.54 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Atas 370
Tabel 5.55 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Bawah 370
Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Pada *Corbel* 372

Tabel 5.57 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah 376
Tabel 5.58 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa 379
Tabel 5.59 Rekapitulasi Berat Struktur 379
Tabel 5.60 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 380
Tabel 5.61 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 380
Tabel 5.62 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal *Wing Wall* 380
Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Breast Wall* 381
Tabel 5.64 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Atas 395
Tabel 5.65 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Bawah 400
Tabel 5.66 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Corbel* 405
Tabel 5.67 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Wing Wall* 411
Tabel 5.68 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile* Pada *Abutment* 424
Tabel 5.69 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif 426
Tabel 5.70 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif 427
Tabel 5.71 Perhitungan Momen Akibat Gaya Lateral 429
Tabel 5.72 Jarak Tiap *Bored Pile* ke Titik Berat *Pile Cap Abutment* 431
Tabel 5.73 Rekapitulasi Beban *Bored Pile* 432
Tabel 5.74 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Memanjang 435
Tabel 5.75 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Melintang 435
Tabel 5.76 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang 437
Tabel 5.77 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Melintang 439
Tabel 5.78 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu *Bored Pile* 440
Tabel 5.79 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile* 440
Tabel 5.80 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap Abutment* 445
Tabel 5.81 Rekapitulasi Desain Tulangan Pilar dan Fondasi Pilar 456
Tabel 5.82 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan 462

Tabel 5.83 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas 464
Tabel 5.84 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar 466
Tabel 5.85 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Pilar 468
Tabel 5.86 Rekapitulasi Beban Lajur “D” Pada Pilar 469
Tabel 5.87 Rekapitulasi Beban Pada *Pile Cap* Pilar 502
Tabel 5.88 Rekapitulasi Beban Pada Kolom Pilar 503
Tabel 5.89 Kombinasi dan Faktor Beban Pada *Pile Cap* Pilar 505
Tabel 5.90 Faktor Beban 505
Tabel 5.91 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 506
Tabel 5.92 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I 506
Tabel 5.93 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II 507
Tabel 5.94 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III 508
Tabel 5.95 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV 508
Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *PIle Cap* Pilar 509
Tabel 5.97 Kombinasi dan Faktor Beban Pada Kolom Pilar 509
Tabel 5.98 Faktor Beban 510
Tabel 5.99 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 510
Tabel 5.100 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II 511
Tabel 5.101 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III 512
Tabel 5.102 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV 512
Tabel 5.103 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V 513
Tabel 5.104 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 513
Tabel 5.105 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom PIlar 514
Tabel 5.106 Rekapitulasi Beban Pada *Pier Head* 518
Tabel 5.107 Kombinasi dan Faktor Beban Pada *Pier Head* 519
Tabel 5.108 Faktor Beban Pada *Pier Head* 520

Tabel 5.109 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 520
Tabel 5.110 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II 521
Tabel 5.111 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III 521
Tabel 5.112 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV 522
Tabel 5.113 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V 522
Tabel 5.114 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I 522
Tabel 5.115 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom Pilar 523
Tabel 5.116 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom 524
Tabel 5.117 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Pier Head* 537
Tabel 5.118 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile* Pada Pilar 551
Tabel 5.119 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Pilar 554
Tabel 5.120 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Pada Pilar 554
Tabel 5.121 Perhitungan Momen Akibat Gaya Lateral Pada Pilar 556
Tabel 5.122 Jarak Tiap *Bored Pile* ke Titik Berat *Pile Cap* Pilar 558
Tabel 5.123 Rekapitulasi Beban *Bored Pile* 559
Tabel 5.124 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang 562
Tabel 5.125 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang 564
Tabel 5.126 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Melintang 566
Tabel 5.127 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu *Bored Pile* Pilar 567
Tabel 5.128 Stabilitas Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile* Pilar 567
Tabel 5.129 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap* Pilar 573
Tabel 5.130 Rekapitulasi Desain Tulangan Pilar dan Fondasi Pilar 583

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Jembatan Pelat 13

Gambar 3.2 Jembatan Pelengkung 13

Gambar 3.3 Jembatan Kabel 13

Gambar 3.4 Jembatan Rangka 13

Gambar 3.5 Jembatan Gantung 13

Gambar 3.6 Jenis- Jenis Jembatan Rangka Baja 19

Gambar 3.7 Jenis- Jenis Jembatan Rangka Baja 19

Gambar 3.8 Bagian- Bagian Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* 20

Gambar 3.9 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Coulomb 27

Gambar 3.10 Diagram Keseimbangan Gaya Pada *Abutment* 30

Gambar 3.11 Beban Lajur "D" 33

Gambar 3.12 Pembebanan Truk "T" 35

Gambar 3.13 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur "D" 36

Gambar 3.14 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah 49

Gambar 3.15 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) 54

Gambar 3.16 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar (S_S) 55

Gambar 3.17 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S_1) 56

Gambar 3.18 Bagian- Bagian *Abutment* Jembatan 97

Gambar 3.19 Tipe- Tipe *Abutment* Jembatan 97

Gambar 3.20 Panjang Perletakan Minimum 98

Gambar 3.21 Faktor Panjang Efektif 103

Gambar 3.22 Tipe- Tipe Pilar Jembatan 111

Gambar 3.23 Tipe- Tipe fondasi 114

Gambar 3.24 Definisi Jarak S Dalam Perhitungan Efisiensi Tiang 122
Gambar 3.25 Perhitungan Beban pada Kelompok Tiang 124
Gambar 3.26 Jarak Antar Fondasi Tiang 125
Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Kiringan 131
Gambar 4.2 Existing Jembatan Kiringan 133
Gambar 4.3 Preliminary Desain Jembatan Kiringan 135
Gambar 4.4 Potongan Melintang Jembatan 136
Gambar 4.5 Bagan Alur Penelitian 138
Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan 141
Gambar 5.2 Potongan Memanjang Jembatan 142
Gambar 5.3 Pelat Lantai 142
Gambar 5.4 Dimensi Trotoar 143
Gambar 5.5 Pembebanan Truk “T” 145
Gambar 5.6 Beban Pejalan Kaki 146
Gambar 5.7 Perletakan Tumpuan Pelat Lantai 149
Gambar 5.8 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Lajur 149
Gambar 5.9 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Lajur 149
Gambar 5.10 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan 150
Gambar 5.11 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan 150
Gambar 5.12 Pembebanan Pelat 2 Truk di Tengah Lajur 150
Gambar 5.13 Momen Pelat 2 Truk di Tengah Lajur 150
Gambar 5.14 Penulangan Pelat Lantai 156
Gambar 5.15 Gelagar Memanjang 157
Gambar 5.16 FBD untuk BGT Bentang 45 m 160
Gambar 5.17 3D Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang 161
Gambar 5.18 Perletakan Tumpuan Gelagar Memanjang 162

Gambar 5.19 Pembebanan Gelagar Memanjang 162
Gambar 5.20 Lebar Efektif Pelat 164
Gambar 5.21 Lebar Efektif Pelat 165
Gambar 5.22 Distribusi Tegangan Plastis 166
Gambar 5.23 Pemasangan *Shear Stud* Tampak Depan 171
Gambar 5.24 Pemasangan *Shear Stud* Tampak Atas 171
Gambar 5.25 3D Pemasangan *Shear Stud* 172
Gambar 5.26 Gelagar Melintang 173
Gambar 5.27 FBD untuk BGT Bentang 45 m 176
Gambar 5.28 Pembebanan Gelagar Melintang 178
Gambar 5.29 BMD Gelagar Melintang 178
Gambar 5.30 SFD Gelagar Melintang 178
Gambar 5.31 Panjang Tanpa Dibresing (*Lb*) Gelagar Melintang 181
Gambar 5.32 Pelat Pada Gelagar Memanjang Tepi 184
Gambar 5.33 Pelat Pada Gelagar Memanjang Tengah 185
Gambar 5.34 Pembebanan Beban Sendiri (*MS*) Gelagar Memanjang 186
Gambar 5.35 Pembebanan Beban Mati Tambahan (*MA*) Gelagar Memanjang 189
Gambar 5.36 FBD untuk BGT Bentang 45 m 190
Gambar 5.37 Pembebanan Beban Lajur "D" (*TD*) 191
Gambar 5.38 Pembebanan Beban Pejalan Kaki (*TP*) 192
Gambar 5.39 Beban Gaya Rem 194
Gambar 5.40 Beban Gaya Rem 194
Gambar 5.41 Pembebanan Beban Rem (*TB*) 195
Gambar 5.42 Tekanan Angin Rencana Bidang Tekan dan Bidang Hisap 198
Gambar 5.43 Luas Penampang Rangka 198
Gambar 5.44 Pembebanan Angin pada Struktur (*EWs*) 200

Gambar 5.45 Beban Angin Kendaraan 201
Gambar 5.46 Pembebanan Angin Kendaraan (EW_L) 203
Gambar 5.47 Grafik Respon Spektra 208
Gambar 5.48 Kolom Pilar 209
Gambar 5.49 Pembebanan Gaya Gempa Horizontal (EQ) 215
Gambar 5.50 Penomoran Frame Rangka Atas 219
Gambar 5.51 Penomoran Frame Batang Bawah 219
Gambar 5.52 Penomoran Frame Rangka Diagonal 219
Gambar 5.53 Penomoran Frame Ikatan Angin 219
Gambar 5.54 BMD Kombinasi Kuat I 220
Gambar 5.55 NFD Kombinasi Kuat I 220
Gambar 5.56 Desain Sambungan Baut Batang Atas 248
Gambar 5.57 Tampak Atas Sambungan Baut Batang Atas 249
Gambar 5.58 Tampak Samping Sambungan Baut Batang Atas 249
Gambar 5.59 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Sayap 250
Gambar 5.60 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Badan 251
Gambar 5.61 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Sayap 252
Gambar 5.62 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Badan 254
Gambar 5.63 Desain Sambungan Baut Batang Diagonal 258
Gambar 5.64 Tampak Atas Sambungan Baut Batang Diagonal 258
Gambar 5.65 Tampak Samping Sambungan Baut Batang Diagonal 259
Gambar 5.66 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Sayap 259
Gambar 5.67 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Sayap 261
Gambar 5.68 Sambungan Baut Rangka Utama 264
Gambar 5.69 Sambungan Baut Ikatan Angin 264
Gambar 5.70 Detail Sambungan Joint A 265

Gambar 5.71 Detail Sambungan Joint B 265
Gambar 5.72 Detail Sambungan Joint C 266
Gambar 5.73 Detail Sambungan Joint D 266
Gambar 5.74 Detail Sambungan Joint E 267
Gambar 5.75 Detail Sambungan Joint F 267
Gambar 5.76 Detail Sambungan Joint G 268
Gambar 5.77 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan Kiringan 269
Gambar 5.78 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan 270
Gambar 5.79 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan 272
Gambar 5.80 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas 277
Gambar 5.81 Berat Sendiri *Abutment* dan Tanah Timbunan 278
Gambar 5.82 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah 278
Gambar 5.83 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Abutment* 283
Gambar 5.84 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment* 285
Gambar 5.85 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah 285
Gambar 5.86 Diagram Tekanan Tanah Pasif Pada *Abutment* 289
Gambar 5.87 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa 292
Gambar 5.88 FBD untuk BGT Bentang 45 m 295
Gambar 5.89 Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” 296
Gambar 5.90 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki 298
Gambar 5.91 Beban Gaya Rem 300
Gambar 5.92 Beban Gaya Rem 300
Gambar 5.93 Beban Angin Struktur 302
Gambar 5.94 Beban Angin Kendaraan 303
Gambar 5.95 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan 303
Gambar 5.96 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan 304

Gambar 5.97 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal 306
Gambar 5.98 Grafik Respon Spektra 310
Gambar 5.99 Penampang *Breast Wall* 312
Gambar 5.100 Beban Gempa Arah X 315
Gambar 5.101 Beban Gempa Arah Y 317
Gambar 5.102 Beban Gesekan Perletakan 320
Gambar 5.103 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas *Breast Wall* 327
Gambar 5.104 Berat Sendiri *Breast Wall* 328
Gambar 5.105 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Abutment* 329
Gambar 5.106 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall* 330
Gambar 5.107 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah 331
Gambar 5.108 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa 335
Gambar 5.109 Reaksi Perletakan Beban Lajur "D" 337
Gambar 5.110 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki 338
Gambar 5.111 Beban Gaya Rem 339
Gambar 5.112 Jarak Lengan Beban Gaya Rem 339
Gambar 5.113 Beban Angin Struktur 340
Gambar 5.114 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan 341
Gambar 5.115 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal 342
Gambar 5.116 Beban Gempa Arah X 345
Gambar 5.117 Beban Gempa Arah Y 348
Gambar 5.118 Beban Gesekan Perletakan 349
Gambar 5.119 Berat Sendiri *Back Wall* 356
Gambar 5.120 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall Atas* 358
Gambar 5.121 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah 358
Gambar 5.122 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall* Bawah 361

Gambar 5.123 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas 365
Gambar 5.124 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah 367
Gambar 5.125 Pembebanan *Corbel Abutment* 371
Gambar 5.126 3D *WIng Wall* 373
Gambar 5.127 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing Wall* 373
Gambar 5.128 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa 378
Gambar 5.129 Dimensi *Breast Wall* 382
Gambar 5.130 Faktor Panjang Efektif 383
Gambar 5.131 Diagram Interaksi ϕMn-ϕPn 388
Gambar 5.132 Data Tanah Sekitar *Abutment* 417
Gambar 5.133 Susunan *Bored Pile* Pada *Abutment* 418
Gambar 5.134 *Bored Pile* Pada *Abutment* 419
Gambar 5.135 Diagram Gaya Lateral *Bored Pile* 426
Gambar 5.136 Denah *Bored Pile* Pada *Abutment* 430
Gambar 5.137 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang 433
Gambar 5.138 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang 436
Gambar 5.139 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang 438
Gambar 5.140 Perhitungan Momen Ultimit *Pile Cap Abutment* 446
Gambar 5.141 Perhitungan Gaya Geser Satu Arah 448
Gambar 5.142 Perhitungan Gaya Geser Dua Arah 450
Gambar 5.143 Desain Tulangan *Abutment* 457
Gambar 5.144 Detail Potongan A-A (*Breast Wall*) 457
Gambar 5.145 Desain Tulangan Fondasi *Abutment* 458
Gambar 5.146 Detail Potongan B-B (*Wing Wall*) 459
Gambar 5.147 Detail Potongan C-C (Fondasi *Abutment*) 459
Gambar 5.148 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan Kiringan 460

Gambar 5.149 Tampak Melintang Pilar Jembatan 461
Gambar 5.150 Tampak Memanjang Pilar Jembatan 462
Gambar 5.151 Rekasi Perletakan Berat Sendiri 465
Gambar 5.152 Rekasi Perletakan Beban Mati Tambahan 468
Gambar 5.153 Rekasi Perletakan Beban Mati Tambahan 469
Gambar 5.154 Rekasi Perletakan Beban Pejalan Kaki 470
Gambar 5.155 Beban Gaya Rem 471
Gambar 5.156 Jarak Lengan Beban Gaya Rem 472
Gambar 5.157 Gaya Akibat Aliran Air Terhadap Pilar 473
Gambar 5.158 Gaya Seret Akibat Aliran Air Terhadap Pilar 475
Gambar 5.159 Gaya Angkat Akibat Aliran Air 477
Gambar 5.160 Gaya Akibat Tumbukan Batang Kayu 480
Gambar 5.161 Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar 481
Gambar 5.162 Beban Angin Struktur Bawah Arah X 483
Gambar 5.163 Beban Angin Struktur Bawah Arah Y 485
Gambar 5.164 Beban Angin Kendaraan 487
Gambar 5.165 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan 487
Gambar 5.166 Beban Angin Kendaraan Pada Pilar 488
Gambar 5.167 Grafik Respon Spektra 493
Gambar 5.168 Penampang Kolom Pilar 495
Gambar 5.169 Beban Gempa Arah X Pada Pilar 498
Gambar 5.170 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar 501
Gambar 5.171 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas 515
Gambar 5.172 Beban Gaya Rem Pada *Pier Head* 516
Gambar 5.173 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada *Pier Head* 516
Gambar 5.174 Beban Angin Struktur Pada *Pier Head* 517

Gambar 5.175 Dimensi Penampang Kolom 525
Gambar 5.176 Faktor Panjang Efektif 526
Gambar 5.177 Diagram Interaksi ϕMn-ϕPn Pada Kolom Pilar 531
Gambar 5.178 Data Tanah Sekitar Pilar 544
Gambar 5.179 Susunan *Bored Pile* Pada Pilar 546
Gambar 5.180 *Bored Pile* Pada *Pilar* 546
Gambar 5.181 Diagram Gaya Lateral *Bored Pile* Pada Pilar 553
Gambar 5.182 Denah *Bored Pile* Pada Pilar 557
Gambar 5.183 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang Pilar 560
Gambar 5.184 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang Pilar 563
Gambar 5.185 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang Pilar 565
Gambar 5.186 Perhitungan Momen Ultimit *Pile Cap* Pilar 573
Gambar 5.187 Perhitungan Gaya Geser Satu Arah 576
Gambar 5.188 Perhitungan Gaya Geser Dua Arah 577
Gambar 5.189 Desain Tulangan Pilar 584
Gambar 5.190 Desain Tulangan Fondasi Pilar 585
Gambar 5.191 Detail A (*Pier Head*) 586
Gambar 5.192 Detail B (*Pile Cap* Pilar) 586
Gambar 5.193 Potongan C-C (*Pile Cap* Pilar) 587
Gambar 5.194 Potongan D-D (*Bored Pile* Pilar) 587

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Penyelidikan Tanah

Lampiran 2 Detail Gambar Struktur

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

a = kedalaman beton

ab = kedalaman beton desak dalam kondisi *balance*

a_d = faktor adhesi

Ab = luas bidang samping jembatan

Ae = luas penampang efektif

Ag = luas penampang kotor

An = luas penampang bersih

As = luas tulangan yang diperlukan

As' = luas tulangan tekan

A_{1D} = luas satu buah tulangan

A_D = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran

A_L = luas proyeksi pilar sejajar arah aliran

b = lebar tinjauan

b_0 = keliling kritis

be = panjang ekivalen pilar

B = lebar

B' = lebar penampang kritis

B_E = lebar efektif

Bx = lebar arah memanjang jembatan

By = lebar arah melintang jembatan

cy = titik berat baja profil

c_a = Adhesi antara tanah dan dasar *aburment*

C = kohesi tanah

Cb = kondisi *balance*

Cc = gaya desak beton

C_D = koefisien seret

C_L = koefisien angkat

Cs = gaya tarik beton

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

d = tinggi efektif beton

db = ukuran baut

dh = ukuran lubang

D = diameter pondasi

Dh = kedalaman benda hanyutan

dev = lendutan elastis ekivalen

E = modulus elastisitas baja

Ec = modulus elastisitas beton

$f'c$ = kuat tekan beton

fs' = tegangan baja daerah desak

Fu = tegangan putus baja

Fe = tegangan tekuk elastis

F_{cr} = tegangan kritis

Fy = tegangan leleh baja

g = percepatan gravitasi

G = modulus geser

h = tinggi

ho = tinggi bersih badan baja profil

H = gaya penyebab geser

Hb = muka air banjir

Hr = muka air normal

H_{izin}= kapasitas dukung lateral izin *bored pile*

Ix = momen inersia arah X

Iy = momen inersia arah Y

i = sudut kemiringan timbunan

J = konstanta torsi

k_v = koefisien percepatan vertikal

K = faktor panjang efektif

Ka = koefisien tanah aktif

K_{AE} = koefisien tekanan aktif seismik

Kp = koefisien tanah pasif

K_{ϕ}^{R} = faktor pengurangan kekuatan

L = panjang

M = massa batang kayu

M_{gl} = momen penyebab guling

Mu = momen *ultimit*

Mn = momen nominal

M_w = momen penahan guling

Mx = momen arah X

My = momen arah Y

n = jumlah

P = gaya aksial

P_{izin} = kapasitas dukung izin

P_B = tekanan angin dasar

P_D = tekanan angin rencana

Pn = gaya aksial nominal

Pu = gaya aksial *ultimit*

q = berat baja profil

Q_u = kapasitas dukung fondasi

rx = radius girasi arah X

ry = radius girasi arah Y

Rn = koefisien tahanan

Rd = faktor modifikasi respons

s = jarak antar baut

sb = selimut beton

st = jarak antar baut dan tepi profil

SF = faktor aman

t = tebal

T = waktu periode alami struktur

V_B = kecepatan angin rencana pada elevasi 10000 mm

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana

V_0 = kecepatan gesekan angin

Vs = kecepatan aliran air

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm

Wt = berat total struktur

x = jarak arah X

y = jarak arah Y

Z = elevasi struktur di mana beban angin dihitung

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan

Z_x = modulus plastis baja profil

β1 = faktor distribusi tegangan beton

γ = berat volume

ρ = rasio tulangan

σ = tegangan

ϕ = sudut geser dalam

Θ = faktor reduksi

δ_b = sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*

ϕ'_f = sudut geser efektif tanah

β_a = kemiringan dinding abutment

ABSTRAK

Jembatan Kiringan menghubungkan Dusun Pelemadu, Desa Sriharjo dan Dusun Kiringan, Desa Canden yang dipisahkan oleh sungai Opak yang terletak di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini mempunyai panjang 90 m, direncanakan dalam dua bentang masing- masing 45 m.

Perencanaan pembebanan jembatan menggunakan peraturan terbaru yakni SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016). Juga dilengkapi dengan peraturan jembatan yang lain seperti RSNI T-12 (2004) dan RSNI T-03 (2005). Proses analisis dibantu menggunakan *software* SAP2000 v22. dan *Micosoft Excel.*

Dari proses perencanaan didapatkan hasil bahwa jembatan didesain menggunakan rangka baja tipe *warren.* Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 400x200x8x13. Gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 800x300x14x26. Rangka utama menggunakan profil baja IWF 400x400x13x21. Ikatan angin menngunakan profil baja IWF 100x100x6x8. Sistem rangka baja dihubungkan menggunakan sambungan baut mutu tinggi tipe A325. Struktur atas jembatan ditopang menggunakan dua *abutment* dan satu pilar. Fondasi yang digunakan adalah *bored pile.*

Kata kunci : Jembatan, Tipe *Warren, Abutment,* Pilar, SAP2000

ABSTRACT

The Kiringan Bridge connects Pelemadu Village and Kringan Village which is separated by the Opak River located in Imogiri District, Bantul Regency, Special Region of Yogyakarta. This bridge has a length of 90 m, planned in two spans of 45 m.

The Planning for bridge loading uses the latest regulations, they are SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016). Also equipped with other bridge regulations such as RSNI T-12 (2004) and RSNI T-03 (2005). The analysis process is assisted by SAP2000 v.22 and Microsoft Excel software.

From the planning process, it was found that bridge was designed using a warren type steel frame. Longitudinal girder using 400x200x8x13 IWF steel profile. The transversal girder uses an IWF steel profile of 800x300x14x26. The main frame uses a 400x400x13x21 IWF steel profile. Wind bond using IWF steel profile 100x100x6x8. The steel frame system is connected using type A325 high-strength bolted joints. The superstructure of the bridge is supported by two abutments and one pier. The foundation that used is bored pile.

***Key words** : Bridge, Warren Type, Abutment, Pier, SAP2000*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jalan dan jembatan memiliki peranan penting dalam setiap kegiatan manusia. Seseorang yang hendak beraktivitas tidak mungkin terlepas dari kedua hal tersebut. Dengan adanya jembatan, seseorang dapat lebih mudah menyeberangi sungai dibanding harus melalui jalan memutar yang membutuhkan waktu relatif lebih lama. Jembatan merupakan struktur bangunan yang menghubungkan dua jalan yang terputus disebabkan oleh rintangan di bawahnya seperti sungai, rel kereta api atau jalan raya. Jembatan terdiri dari dua struktur utama yaitu struktur atas dan struktur bawah. Supriadi dan Muntohar (2007) menyatakan bahwa jembatan merupakan pengontrol volume lalu lintas yang dapat dilayani oleh sistem transportasi. Jembatan memiliki fungsi keseimbangan dalam sistem transportasi. Bila suatu jembatan kurang memiliki lebar yang cukup untuk menampung jumlah jalur yang diperlukan oleh lalulintas maka jembatan dapat menghambat laju lalu lintas.

Jembatan Kiringan merupakan jembatan yang menghubungkan dua dusun yang dipisahkan oleh sungai Opak yang terletak di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Dua dusun tersebut yakni

Dusun Pelemadu, Desa Sriharjo dan Dusun Kiringan, Desa Canden. Jembatan ini menjadi salah satu dari lima jembatan yang mengalami kegagalan struktur diakibatkan badai siklon tropis cempaka pada tahun 2017. Dengan robohnya jembatan Kiringan masyarakat yang terbiasa melintas tidak dapat menggunakan jembatan tersebut untuk sementara waktu. Masyarakat sadar akan pentingnya peran jembatan Kiringan bagi kegiatan sehari- hari. Meski sempat dibangun jembatan sementara, banyak dari masyarakat takut untuk melintas dikarenakan jembatan hanya terbuat dari bambu.

Menghadapi permasalahan tersebut maka diperlukan perencanaan ulang jembatan Kiringan agar dapat digunakan kembali. Jembatan yang direncanakan oleh penulis yaitu jembatan rangka baja tipe *warren*. Jembatan rangka *(truss bridge*) merupakan salah satu jenis jembatan yang umum digunakan. Jembatan rangka dapat terbuat dari kayu maupun baja yang dihubungkan satu sama lain. Menurut perkembangannya, jembatan rangka memiliki berbagai jenis diantaranya *howe truss, pratt truss, k-truss, warren truss, king-post truss* dan lain-lain.

Peraturan yang digunakan dalam merencanakan jembatan ini adalah Standar Nasional Indonesia (SNI) 1725 tahun 2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan dan SNI 2833 (2016) tentang Perencanaan Jembatan terhadap Gempa. Dengan menggunakan peraturan terbaru tersebut, hasil perencanaan jembatan

diharapkan dapat mengakomodasi kebutuhan masyarakat sekitar dalam menjalankan kegiatan sehari- hari.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan permasalahan tersebut, ditentukan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Berapa tebal plat lantai kendaraan dan tebal pelat trotoar serta tulangan yang dibutuhkan pada perencanaan jembatan Kiringan?
2. Berapa dimensi profil baja IWF pada rangka utama, gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin yang dibutuhkan untuk dapat menahan semua beban?
3. Berapa jumlah baut yang diperlukan untuk setiap sambungan pada struktur jembatan Kiringan ?
4. Bagaimana desain *abutment* dan fondasi *abutment* agar dapat menahan semua beban?
5. Bagaimana desain pilar dan fondasi pilar yang aman terhadap semua beban?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian yang akan dibahas adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui hasil desain berupa ketebalan pelat lantai dan pelat trotoar serta tulangan yang diperlukan pada perencanaan jembatan.

2. Mengetahui dimensi profil baja IWF pada rangka induk, gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin.
3. Mengetahui jumlah baut yang diperlukan pada masing- masing sambungan.
4. Mengetahui hasil desain *abutment* dan fondasi *abutment* agar dapat menahan semua beban.
5. Mengetahui hasil desain pilar dan fondasi pilar yang aman terhadap semua beban.

1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian diharapkan dapat bermanfaat baik bagi praktisi maupun akademisi. Adapun manfaat bagi keduanya adalah sebagai berikut ini.

1. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain struktur jembatan menggunakan rangka baja tipe *warren.*
2. Memberikan rincian mengenai perencanaan jembatan rangka baja menggunakan SNI terbaru.
3. Sebagai bahan referensi bagi penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Jembatan Kiringan direncanakan menggunakan jembatan jenis kelas B dimana muatan kendaraan diperhitungkan penuh 100% muatan beban “T” dan 70%

muatan beban lajur “D”.

2. Struktur atas jembatan menggunakan struktur rangka baja tipe *warren* dimana posisi lantai jembatan berada di bawah.
3. Jembatan dibagi menjadi dua bentang dengan panjang masing- masing bentang adalah 45 m.
4. Tinggi rangka induk jembatan adalah 6,5 m.
5. Lebar perkerasan jalan yang direncanakan adalah 6 m dengan lebar trotoar 0,9 meter.
6. Pelat lantai jembatan menggunakan mutu beton 30 MPa dengan mutu baja tulangan sebesar 400 Mpa.
7. Struktur rangka induk, gelagar memanjang, gelagar melintang dan ikatan angin menggunakan baja IWF.
8. Elemen rangka baja pada struktur atas jembatan direncanakan menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design).*
9. Perencanaan jembatan mengacu pada peraturan berikut ini.
   a. RSNI T-02-2005 : Standar Pembebanan untuk Jembatan
   b. RSNI T-03-2005 : Standar Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan
   c. SNI 1725:2016 : Pembebanan untuk Jembatan
   d. SNI 2833:2016 : Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa.
10. Analisis beban gempa pada struktur atas menggunakan respon spektra dengan

mengabaikan Sesar Opak.

11. Perencanaan Jembatan tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB).
12. Jembatan dimodelkan memiliki tumpuan sendi-rol.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Sebelum melakukan penelitian, penulis meninjau penelitian terdahulu sebagai studi komparasi dengan penelitian yang akan dilakukan. Hal ini bertujuan untuk menghindari terjadinya pengulangan penelitian sehingga penulis dapat menemukan hal- hal yang dapat dijadikan sebagai referensi. Dengan demikian kualitas penelitian dapat terjaga.

2.1.1 Perhitungan Struktur Jembatan Rangka Baja (*Truss Bridge*)

Tambunan (2018) merencanakan struktur atas dan struktur bawah Jembatan Krueng Tingkeum yang terletak di Kabupaten Bireuen, Provinsi Aceh. Perencanaan jembatan yang digunakan adalah struktur jembatan rangka baja tipe *warren.* Jembatan ini memiliki bentang utama 60 meter dengan lebar 9 meter. Hasil dari perencanaan struktur atas, digunakan pipa galvanis ∅ 3 inch untuk pipa sandaran, profil rangka induk menggunakan IWF 400x400x32x32 untuk rangka atas dan profil H 400x400x16x28 untuk batang bawah dan batang diagonal. Gelagar memanjang menggunakan baja IWF 450x200x9x16, profil gelagar melintang menggunakan baja IWF 900x350x16x25, profil ikatan angin menggunakan baja IWF 150x150x6x9 Sambungan baja menggunakan baut mutu

tinggi S10T. Adapun untuk struktur bawah jembatan, pilar aman terhadap guling dan geser. Digunakan fondasi tiang pancang baja sebagai diameter 600 mm dengan kedalaman 57 m.

2.1.2 Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *K-Truss*

Hidayat (2016) merencanakan struktur atas jembatan rangka baja tipe *k-truss.* Jembatan yang direncanakan adalah Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu. Jembatan dengan bentang 40 m ini direncanakan menggunakan RSNI T-02-2005, SNI 03-1729 dan RSNIT-03-2005. Dari perencanaan diperoleh hasil perhitungan dan gambar perencanaan jembatan. Pada gelagar memanjang digunakan profil baja IWF 300x150x6,5x9, profil IWF 400x300x10x16 untuk gelagar melintang, IWF 100x100x6x8 sebagai pengaku. Kemudian profil 2L 100x100x10 untuk ikatan angin atas, dan 2L 100x100x10 sebagai ikatan angin bawah. Adapun perletakan jembatan Kalilanang menggunakan sendi dan rol.

2.1.3 Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Fauzi (2016) merencanakan Jembatan Jalen menggunakan jembatan rangka baja tipe *warren.* Jembatan yang terletak di Desa Paseban, Kecamatan Bayat, Kabupaten Klaten ini memiliki bentang 50 m. Hasil dari perancangan diperoleh bahwa desain telah memenuhi persyaratan keamanan dan kenyamanan. Kebutuhan baja dan baut sebesar 270520,3 kg dengan profil baja paling besar yang digunakan

adalah IWF 458x417x30x50 untuk struktur rangka jembatan. Adapun kebutuhan beton sebesar 88,75 m3 untuk pelat lantai dan trotoar.

2.1.4 Perencanaan Jembatan Rangka Baja Bentang 90 Meter

Robby (2019) merencanakan Jembatan Lemah abang yang menghubungkan Kabupaten Sleman dan Kabupaten Gunung Kidul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan dengan panjang bentang 90 m ini direncakan menggunakan struktur rangka baja tipe *warren* dengan lantai kendaraan di bawah. Dari hasil perencanaan didapatkan, gelagar memanjang menggunakan profil IWF 440x300x11x18, profil gelagar melintang yang digunakan adalah IWF 912x302x18x34. Lalu digunakan profil IWF 428x407x20x35 untuk rangka atas, rangka bawah, dan rangka diagonal, untuk ikatan angin atas dan bawah yang digunakan profil IWF 300x300x10x15. Profil rangka disambung dengan sambungan baut A325 dengan ukuran baut 30 mm. Struktur bawah jembatan didesain dengan menggunakan satu pilar dan dua abutment. Adapun fondasi pada *abutment* menggunakan dua buah fondasi sumuran, sedangkan pada pilar fondasi yang digunakan adalah fondasi telapak.

2.2 Perbandingan Penelitian

Adapun perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Penelitian Terdahulu					**Penelitian yang Akan Dilakukan**
Peneliti	Tambunan (2018)	Hidayat (2016)	Fauzi (2016)	Robby (2019)	Penulis
Judul Penelitian	Analisis Perhitungan Struktur Jembatan Rangka Baja *(Truss Bridge)* Bentang 60 m pada Proyek Penggantian Jembatan Krueng Tingkuem Km.231+150 Paska Bencana Alam	Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Type *(K-Truss)* dengan Menggunakan Metode LRFD di Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu.	Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren Truss* Bentang 50 Meter (Studi Kasus Jembatan Jalen, Desa Paseban, Kecamatan Bayat, Kabupaten Klaten)	Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren dengan Lantai Jembatan di Bawah	Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Bentang 90 meter pada Jembatan Kiringan

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang akan Dilakuka

Penelitian Terdahulu					**Penelitian yangn Akan Dilakukan**
Peneliti	Tambunan (2018)	Hidayat (2016)	Fauzi (2016)	Robby (2019)	Penulis
Tipe Jembatan	Struktur Rangka Baja	Rangka Baja tipe *K-truss*	Rangka Baja Tipe *Warren Truss*	Rangka Baja Tipe *Warren*	Rangka Baja Tipe *Warren*
Lokasi	Kabupaten Bireuen, Provinsi Aceh.	Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu.	Desa Paseban, Kecamatan Bayat, Kabupaten Klaten	Kabupaten Gunung Kidul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta	Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta
Peraturan	RSNI T-12-2004, SNI 1725-2016, RSNI T-03-2005, SNI 2833:2008	RSNI T-02-2005, RSNI T-03-2005, SNI 03-1729-2002	RSNI T-02-2005, RSNI T-03-2005,	RSNI T-02-2005, SNI 1725-2016,	SNI 1725:2016 SNI 2833:2016
Panjang Bentang	60 m	40 m	50 m	90 m	2 x 45 m

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Definisi Jembatan

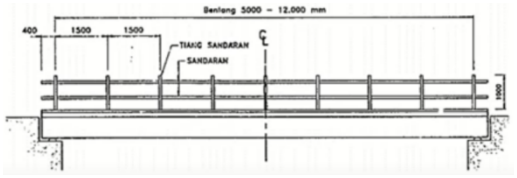
Struyk dan Veen (1984) menyatakan bahwa jembatan merupakan suatu bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan jalan yang terhalang oleh suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan yang dimaksud dapat berupa jalan air atau lalu lintas biasa.

3.2 Tipe Jembatan dan Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Panjang Bentang

Teknik perencanaan jembatan mengalami kemajuan dari waktu ke waktu. Menurut Supriadi dan Muntohar (2007) dapat dikatakan bahwa sejarah jembatan sejalan dengan waktu sejarah peradaban manusia. Akan tetapi keberhasilan di bidang teknik jembatan bukan berarti suatu hal yang mudah untuk menjadi seperti sekarang ini.

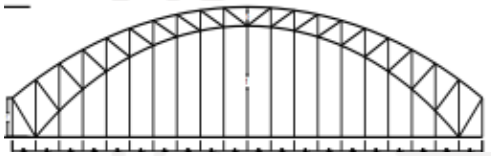
Adapun tipe struktur jembatan yang umum diketahui adalah sebagai berikut.

1. Jembatan pelat *(slab bridge)*
2. Jembatan rangka *(truss bridge)*
3. Jembatan pelengkung *(arch bridge)*
4. Jembatan gantung *(suspension bridge)*
5. Jembatan kabel *(cable stayed bridge)*



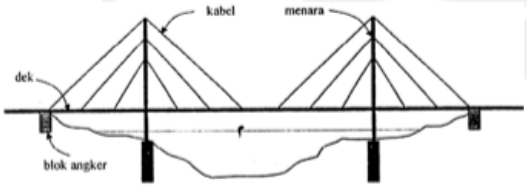
Gambar 3.1 Jembatan Pelat

(Sumber : YouTube, 2021)



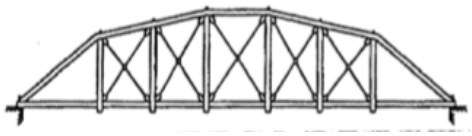
Gambar 3.2 Jembatan Pelengkung

(Sumber : Google, 2021)



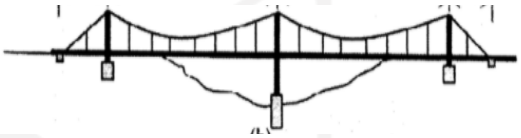
Gambar 3.3 Jembatan Kabel

(Sumber : Supriadi dan Muntohar, 2007)



Gambar 3.4 Jembatan Rangka

(Sumber : Supriadi dan Muntohar, 2007)

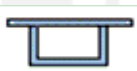
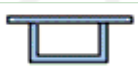
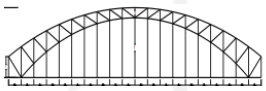
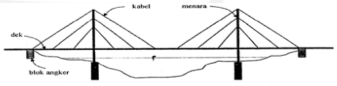
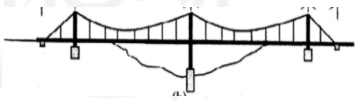


Gambar 3.5 Jembatan Gantung

(Sumber : Supriadi dan Muntohar, 2007)

Adapun menurut panjang bentangnya, terdapat beberapa klasifikasi jembatan yang dapat dilihat dalam tabel berikut.

Tabel 3.1 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Panjang Bentang

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

(Sumber : Direktorat Jenderal Bina Marga, 2018)

3.3 Sistem Struktur Rangka Batang

Menurut Setiawan (2015) struktur rangka batang merupakan sistem struktur yang terdiri dari batang- batang lurus yang dirangkai menjadi suatu bentuk berupa

segitiga. Struktur rangka batang banyak digunakan dalam perencanaan struktur jembatan atau juga sebagai struktur atap dari suatu bangunan.

Hal yang membedakan sistem struktur rangka batang dengan struktur lainnya adalah ketika struktur rangka batang menerima beban, gaya yang ditimbulkan akibat beban tersebut berupa gaya aksial tarik dan tekan, tidak ada momen. Setiawan (2015) menyatakan dalam melakukan analisis struktur rangka batang, senantiasa digunakan prinsip- prinsip keseimbangan statik dengan mengambil beberapa asumsi dasar sebagai berikut:

a. Setiap batang terhubung di suatu titik kumpul yang berupa sendi tanpa gesekan *(fictionless hinges)*.
b. Sumbu utama dari setiap batang, dalam satu titik kumpul, saling berpotongan di suatu titik sehingga tidak terjadi eksentrisitas gaya.
c. Semua beban termasuk berat sendiri struktur dianggap bekerja pada titik- titik kumpul.
d. Tegangan sekunder akibat deformasi aksial diabaikan.

Struktur rangka batang dapat dikatakan sebagai struktur statis tertentu apabila memenuhi persamaan- persamaan kesetimbangan statik di bawah ini.

$$\Sigma F_H = 0 \quad (3.1)$$

$$\Sigma F_V = 0 \quad (3.2)$$

$$\Sigma M = 0 \quad (3.2)$$

Untuk menentukan struktur rangka batang dikatakan sebagai statis tertentu atau statis tak tentu dapat juga ditentukan dengan persamaan lain. Menurut Setiawan (2015) suatu struktur rangka batang termasuk struktur statis tertentu apabila dipenuhi persamaan berikut.

$$n + r = 2j \tag{3.4}$$

Struktur rangka batang disebut struktur statis tak tentu apabila dipenuhi persamaan :

$$n + r > 2j \tag{3.5}$$

Struktur rangka batang dikatakan tidak stabil apabila dipenuhi persamaan berikut :

$$n + r < 2j \tag{3.6}$$

dengan

n = jumlah batang

j = jumlah titik buhul

r = jumlah reaksi

3.3.1 Batang Tarik

Oentoeng (1999) menyatakan bahwa batang tarik adalah batang yang menerima beban tarik. Perhitungan dan desain batang tarik merupakan permasalahan yang sederhana dalam *structural engineering* dimana kekuatan tarik ultimit,*Pu,* tidak boleh melebihi kekuatan tarik desain, $\phi_t Pn$.

Berdasarkan SNI 1729 (2015), kekuatan tarik desain, $\phi_t Pn$ harus diambil dari nilai terendah sesuai keadaan batas leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto.

1. Untuk leleh tarik pada penampang bruto :

$$Pn = Fy \; x \; Ag \tag{3.7}$$

dengan $\phi_t = 0{,}9$ (DFBK)

2. Untuk keruntuhan tarik pada penampang neto :

$$Pn = Fu \; x \; Ae \tag{3.8}$$

dengan $\phi_t = 0{,}75$ (DFBK)

keterangan :

Ag = Luas bruto dari komponen struktur, mm^2

Ae = Luas neto efektif, mm^2

Fy = Tegangan leleh minimum, MPa

Fu = Tegangan tarik minimum, MPa

3.3.2 Batang Tekan

Menurut Oentoeng (1999) batang tekan merupakan batang yang menerima gaya tekan aksial searah panjang batangnya. Berbeda halnya dengan batang tarik, gaya aksial pada batang tekan akan menyebabkan timbulnya tekuk (*buckling)* pada batang.

Terdapat dua pola keruntuhan batang tekan menurut Oentoeng (1999), yakni :

1. Keruntuhan yang diakibatkan tegangan lelehnya terlampaui. Hal semacam ini terjadi pada batang tekan yang relatif pendek (*stocky column*).
2. Keruntuhan yang diakibatkan oleh terjadinya tekuk. Hal semacam ini terjadi pada batang tekan yang langsing (*slender column*).

Dari dua pola keruntuhan di atas dapat dikatakan bahwa kekuatan batang tekan tidak hanya dipengaruhi oleh mutu bahan saja melainkan dipengaruhi juga oleh bentuk geometris penampang (Robbby, 2016).

3.4 Jembatan Rangka Baja

Jembatan Kiringan direncanakan menggunakan jenis jembatan rangka baja. Menurut Asiyanto (2005) jembatan rangka baja merupakan struktur jembatan yang terdiri dari rangkaian batang- batang baja yang dihubungkan satu dengan yang lain.

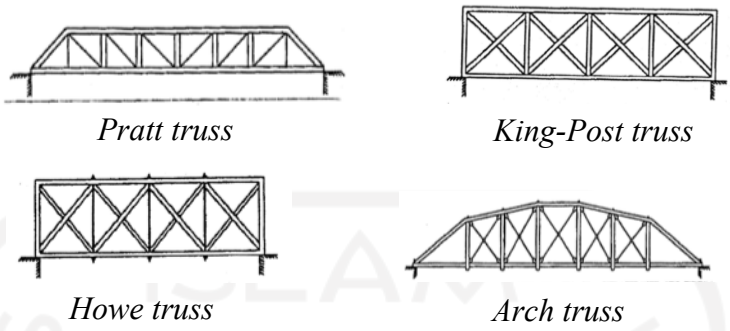
Beban yang bekerja pada struktur rangka baja akan disalurkan pada masing-masing batang baja tersebut, baik sebagai gaya tarik maupun gaya tekan melalui titik pertemuan antar batang atau yang disebut dengan titik buhul.

3.4.1 Jenis- jenis Jembatan Rangka Baja

Menurut Supriadi dan Muntohar (2007) terdapat beberapa jenis jembatan rangka baja sebagai berikut.

1. *King-Post truss*
2. *Howe truss*
3. *Pratt truss*

4. *Arch truss*

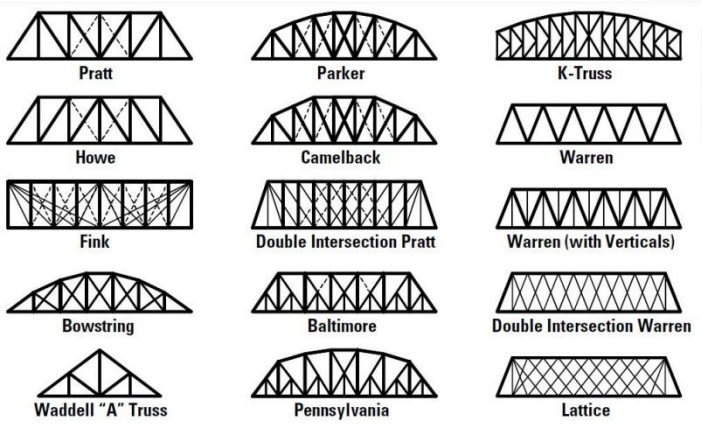


Gambar 3.6 Jenis- Jenis Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Supriadi dan Muntohar, 2007)

Adapun jenis lainnya yang umum diketahui adalah sebagai berikut.

1. *Warren truss*
2. *Double warren truss*
3. *Curve chord pratt truss*
4. *Baltimore truss*
5. *Pensylvania truss*
6. *Through truss,* dan lain-lain.



Gambar 3.7 Jenis- Jenis Jembatan Rangka Baja

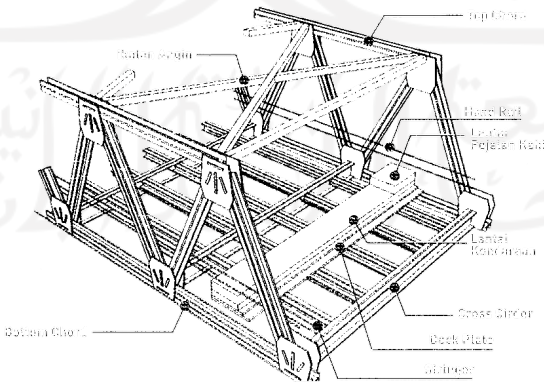
(Sumber : Google, 2021)

Jembatan Kiringan sendiri didesain menggunakan sistem rangka baja tipe *warren.* Jenis jembatan ini umum digunakan di Indonesia karena dinilai cukup mudah dalam pekerjaan konstruksinya.

3.4.2 Rangka Baja Tipe Warren

Jembatan rangka baja tipe *warren* terdiri atas beberapa komponen diantaranya : batang diagonal, batang horizontal, gelagar memanjang, gelagar melintang dan ikatan angin. Jembatan rangka baja dengan tipe *warren* ini memiliki struktur rangka batang yang disusun segitiga sehingga membentuk rangka utama berbentuk trapesium.

Batang- batang diagonal dan ikatan angin berfungsi untuk mengikat *joint-joint* pada batang utamanya sehingga menjadi batang yang stabil (Robby, 2019). Bagian- bagian jembatan rangka baja tipe *warren* dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.8 Bagian- Bagian Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

(Sumber : Google, 2021)

3.5 Sifat dan Karakteristik Material Baja

Material utama yang digunakan pada perencanaan Jembatan Kiringan adalah material baja. Baja merupakan material campuran antara logam besi dengan unsur karbon dan beberapa elemen lain. Oentoeng (1999) membedakan baja dalam 4 kategori berdasarkan kandungan karbonnya :

1. *Low carbon* (mengandung karbon kurang dari 0,15%)
2. *Mild carbon* (mengandung karbon 0,15% - 0,29%)
3. *Medium carbon* (mengandung karbon 0,30% - 0,59%)
4. *High carbon* (mengandung karbon 0,60% - 1,70%)

Adapun baja struktural yang umum digunakan dalam material gedung dan jembatan termasuk dalam *mild carbon.*

3.5.1 Sifat Mekanis Baja

RSNI-T-03-2005 menyatakan bahwa sifat mekanis baja struktural yang akan digunakan dalam perencanaan harus dapat memenuhi persyaratan minimum. Adapun sifat mekanis baja struktural dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.2 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus Minimum, Fu (Mpa)	Tegangan leleh Minimum, Fy (Mpa)	Regangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18

Lanjutan Tabel 3.3 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus Minimum, Fu (Mpa)	Tegangan leleh Minimum, Fy (Mpa)	Regangan minimum (%)
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber : RSNI-T-03 (2005)

Ketetapan sifat- sifat mekanis material baja mengacu pada RSNI-T-03-2005 adalah sebagai berikut.

1. Modulus elastisitas (E) = 200.000 MPa
2. Modulus geser (G) = 80.000 MPa
3. Angka *poisson* (μ) = 0,30
4. Koefisien pemuaian (α) = 12×10^{-6} / °C

3.5.2 Faktor Beban dan Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan (φ) diambil dari nilai- nilai yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.4 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit

Situs 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	0,90

Lanjutan Tabel 3.5 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit

Situs Rencana	Faktor reduksi kekuatan (φ)
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75

Sumber : RSNI-T-03 (2005)

3.6 Pembebanan Jembatan

Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Kiringan mengacu pada aturan terbaru yakni SNI 1725 (2016) tentang pembebanan jembatan. Dalam standar ini ditetapkan persyaratan minimum untuk pembebanan dilengkapi dengan batasan penggunaan pada masing- masing beban, faktor beban dan kombinasi pembebanan yang digunakan dalam merencanakan jembatan. Standar ini juga memberikan faktor beban minimum yang diperlukan untuk menentukan besarnya beban-beban rencana selama masa konstruksi.

Dalam SNI 1726-2016 terdapat tiga macam beban yang ditetapkan sebagai berikut.

3.6.1 Beban Permanen

Secara umum beban permanen merupakan beban yang kondisinya akan tetap pada suatu konstruksi dan nilainya tidak akan berubah. Dalam menentukan

berat bangunan digunakan persamaan massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Dimana massa dari bagian- bagian bangunan dihitung berdasarkan berat jenis dan dimensi bahan yang digunakan. SNI menetapkan nilai percepatan gravitasi sebesar 9,81 m/detik^2.

Adapun nilai berat isi dan kerapatan massa untuk masing- masing bahan adalah sebagai berikut.

Tabel 3.6 Berat Isi untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m3)	Kerapatan Massa (kg/m3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces*)	22	2245
2	Besi tulangan (*cast iron*)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay*)	17,2	1744
4	Kerikil dipadatkan (*rolled gravel macadam or ballast*)	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal (*asphalt concrete*)	22	2245
6	Beton ringan (*low density*)	12,25-19,6	11250-2000
7	Beton f'c < 35 Mpa	22-25	2320
	35 < f'c <105 Mpa	22 + 0,022fc'	2240 + 2,29fc'
8	Baja (*steel*)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (*hard wood*)	11	1125

Sumber : SNI 1725 (2016)

1. Berat Sendiri *(MS)*

Menurut SNI 1725 (2016)berat sendiri adalah berat keseluruhan bagian jembatan baik struktural maupun non struktural yang besarannya dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 3.7 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

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

Sumber : SNI 1725 (2016)

2. Berat Mati Tambahan *(MA)*

Menurut SNI 1725 (2016) berat mati tambahan adalah berat keseluruhan bagian jembatan pada elemen non struktural yang besarannya dapat berubah. Adapun faktor beban yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 3.8 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

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

Sumber : SNI 1725 (2016)

3. Beban Akibat Tekanan Tanah *(TA)*

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

Tabel 3.9 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{TA})			
	Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{TA})		Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{TA})	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,8
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,8
	- Pasif	1,00	1,4	0,7
	- Diam	1,00	(1)	

Sumber : SNI 1725 (2016)

a. Tekanan tanah aktif

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

$$P_a = Ka\,\gamma_S z + 2c\,\sqrt{Ka} \quad (3.9)$$

keterangan :

Pa = Tekanan tanah aktif (kN/m^2)

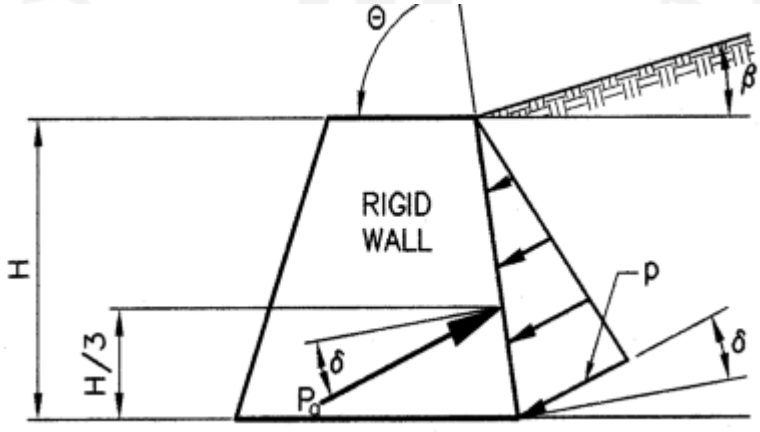
γ_S = Berat jenis tanah (kN/m^3)

z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

Ka = Koefisien tekenan tanah aktif

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



Gambar 3.9 Notasi untuk Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Coulomb

(Sumber : SNI 1725, 2016)

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

$$Ka = \frac{sin^2\left(\theta + \phi'_f\right)}{\Gamma\left[sin^2\,\theta\,sin\,(\theta - \delta)\right]} \tag{3.10}$$

dengan,

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{sin\left(\phi'_f + \delta\right) sin\left(\phi'_f - \beta\right)}{sin\,(\theta - \delta)\,sin\,(\theta + \beta)}} \tag{3.11}$$

$$\phi'_f = tan^{-1}\left(K_\phi^R\, x\, tan\,\phi\right) \tag{3.12}$$

keterangan :

δ = Sudut geser antara urukan dan dinding (°), nilai δ diambil melalui pengujian laboratorium atau bila tidak memiliki data yang akurat dapat mengacu pada Tabel 3.

β = Sudut pada urukan terhadap garis horizontal (°)

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

ϕ'_f = Sudut geser efektif tanah (°)

K_ϕ^R = Faktor pengurangan kekuatan (0,7)

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

Tabel 3.10 Sudut Geser Berbagai Material

Material	Sudut geser δ (^{0})
Beton pada material fondasi sebagai berikut :	
• Batuan	35
• Kerikil, campuran kerikil – pasir, pasir kasar	29 – 31
• Pasir halus hingga medium, pasir kelanauan medium hingga kasar, kerikil kelanauan atau berlempung	24 – 29
• Pasir halus, pasir kelanauan atau berlempung halus hingga medium	19 – 24
• Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	17 – 19
• Lempung prakonsolidasi atau residual yang sangat teguh dan keras	22 – 26
• Lempung agak teguh hingga lempung teguh, dan lempung kelanauan	17 – 19
Pasangan bata pada material fondasi memiliki faktor geser yang sama	

Sumber : SNI 1725 (2016)

b. Tekanan tanah pasif

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

$$Pp = Kp\,\gamma_S z + 2c\,\sqrt{Kp} \tag{3.13}$$

dengan,

$$Kp = \frac{1}{Ka} \tag{3.14}$$

keterangan :

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

γ_S = Berat jenis tanah (kN/m^3)

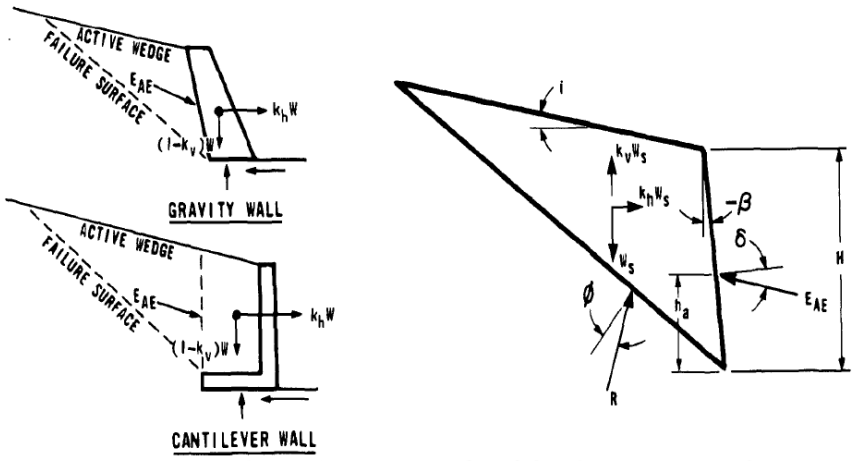
z = Kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

c = Kohesi tanah (kN/m^2)

K_p = Koefisien tekenan tanah pasif

c. Tekanan tanah akibat gempa

Berdasarkan SNI 2833 (2016) tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.



Gambar 3.10 Diagram Keseimbangan Gaya Pada *Abutment*

(Sumber : SNI 2833, 2016)

$$P_{AEQ} = ½\ \gamma_S H_t^2\ (1\text{-}k_v)\ K_{AE} \qquad (3.15)$$

dengan nilai koefisien tekanan aktif seismik (K_{AE}) adalah :

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2\beta a\ cos\ (\delta+\theta+\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi)\ sin(\phi-\theta-i)}{cos\ (\delta+\theta+\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2} \qquad (3.16)$$

Adapun untuk komponen tekanan pasif yang mendorong tanah timbunan dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$P_{PEQ} = ½\ \gamma_S\ H_t^2\ (1\text{-}k_v)\ K_{PE} \tag{3.17}$$

dengan nilai koefisien tekanan pasif seismik (K_{PE}) adalah :

$$K_{PE} = \frac{cos^2(\phi - \theta+\beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2\beta a\ cos\ (\delta+\theta-\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi)\ sin(\phi-\theta+i)}{cos\ (\delta+\theta-\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2} \tag{3.18}$$

dan

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) \tag{3.19}$$

$$k_h = 0{,}5\ As \tag{3.20}$$

keterangan :

P_{AEQ} = Tekanan tanah aktif akibat gempa (kN/m^2)

P_{PEQ} = Tekanan tanah pasif akibat gempa (kN/m^2)

K_{AE} = Koefisien tekanan aktif seismik

K_{PE} = Koefisien tekanan pasif seismik

γ_S = Berat jenis tanah (kN/m^3)

H_t = Tinggi tanah (m)

ϕ = Sudut geser internal tanah (°)

δ = Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan (°)

k_h = Koefisien percepatan horizontal

k_v = Koefisien percepatan vertical (umunya diambil 0)

i = Sudut kemiringan timbunan (°)

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

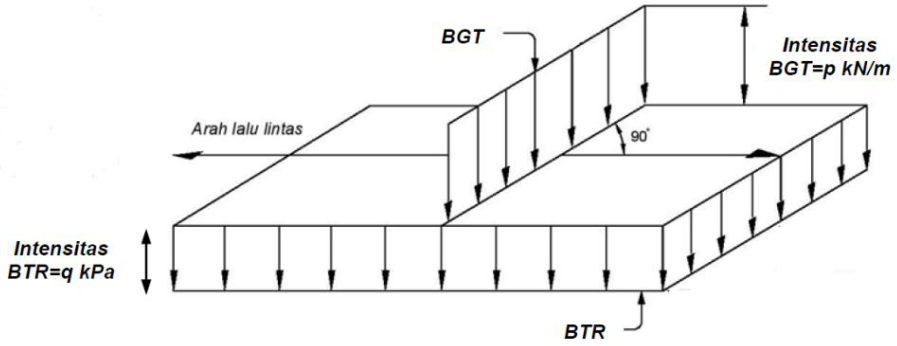
A_S = Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

3.6.2 Beban Lalu Lintas

Terdapat dua jenis beban lalu lintas yang digunakan dalam perencanaan jembatan, yaitu beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" merupakan beban yang bekerja di sepanjang jalur kendaraan, seolah dibebani oleh iring-iringan kendaraan kecil yang cukup padat. Beban truk "T" adalah beban satu kendaraan dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi. Kedua beban tersebut tidak boleh dikombinasikan dalam proses analisis.

1. Beban Lajur "D" *(TD)*

   Beban lajur "D" menjadi beban yang menentukan dalam merencanakan jembatan dengan bentang sedang sampai panjang. Nilai beban lajur "D" dapat dinaikkan atau diturunkan sesuai dengan kondisi jembatan. Apabila jembatan termasuk jalan kabupaten dan lingkungan, Beban "D" dapat dikalikan faktor pengurangan 70%. Adapun untuk jalan nasional tetap digunakan beban 100%. Beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.11 Beban Lajur "D"

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Adapun faktor beban yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 3.11 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	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

Sumber : SNI 1725 (2016)

a. Beban terbagi rata *(BTR)*

Untuk menentukan nilai intensitas BTR (q) dapat didasarkan pada panjang total yang dibebani (L) sebagai berikut.

Jika $L \leq 30$ m :

q = 9,0 kPa (3.21)

Jika $L > 30$ m :

$$q = 9{,}0\ (0{,}5 + \frac{15}{L})\ \text{kPa} \tag{3.22}$$

dengan :

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

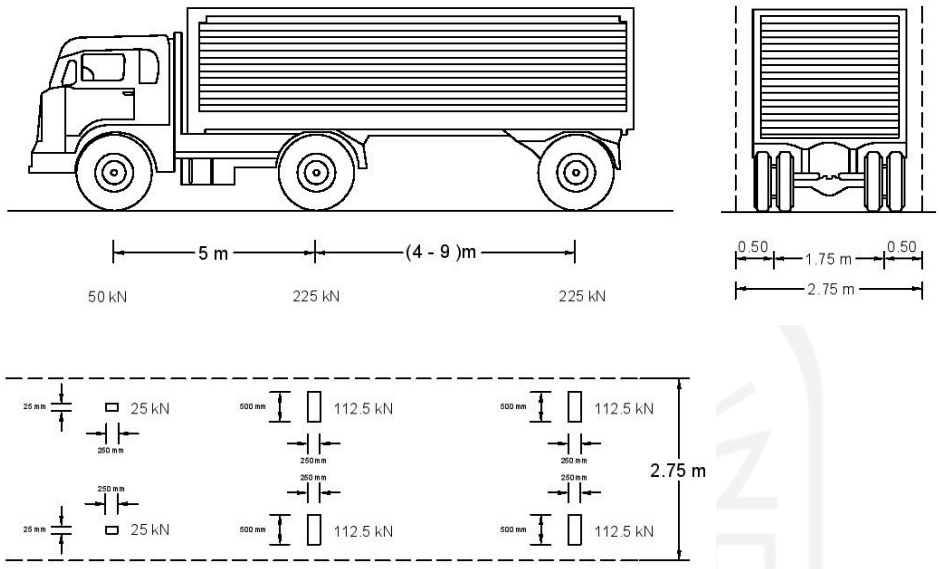
L = panjang total jembatan yang dibebani (meter).

b. Beban garis terpusat *(BGT)*

Nilai intensitas *BGT (p)* adalah 49,0 kN/m. BGT harus ditempatkan di tengah bentang jembatan dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Pada jembatan menerus, untuk memperoleh momen lentur negatif maksimum, BGT harus ditempatkan pada posisi arah melintang jembatan di bentang lainnya.

2. Beban Truk "T" *(TT)*

Beban truk "T" digunakan untuk perhitungan struktur lantai jembatan. Beban truk "T" diibaratkan sebagai kendaraan *semi-trailer* yang memiliki berat total 500 kN dengan susunan dan berat gandar yang disebarkan menjadi 2 beban merata dengan berat yang sama. Jarak kedua gandar tersebut dapat diubah dengan rentang 4 m sampai 9 m seperti gambar di bawah ini.



Gambar 3.12 Pembebanan Truk "T"

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Adapun faktor beban yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 3.12 Faktor Beban Truk "T"

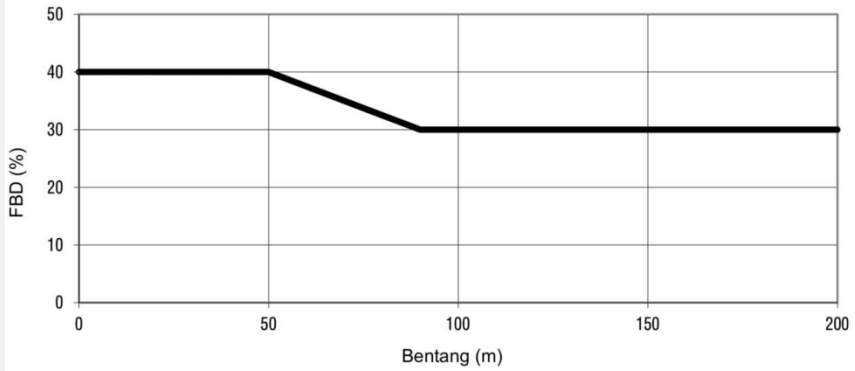
Tipe Beban	**Jembatan**	**Faktor beban (γ_{TT})**	
		Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{TT})	**Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{TT})**
Transien	Beton	1,0	1,8
	Boks Girder Baja	1,0	2,0

Sumber : SNI 1725 (2016)

3. Faktor beban dinamis *(FBD)*

Faktor beban dinamis *(FBD)* merupakan nilai pengali untuk mengonversikan nilai statik yang dimodelkan agar berperilaku seolah dinamik. Adapun besarnya *FBD* ditentukan berdasarkan frekuensi dasar dari suspensi kendaraan

yang nilainya berkisar antara 2 Hz sampai 5 Hz. Beban yang dapat dikalikan dengan *FBD* adalah beban *BGT* dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari pembebanan truk "T" sedangkan beban *BTR* tidak perlu dikalikan dengan *FBD*. Untuk beban *BGT* dari pembebanan lajur "D" nilai *FBD* dapat ditentukan berdasarkan grafik di bawah ini. Adapun untuk beban truk "T" nilai *FBD* ditentukan sebesar 30 %.



Gambar 3.13 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur "D"

(Sumber : SNI 1725, 2016)

4. Beban rem *(TB)*

Beban rem dihasilkan akibat adanya efek lalulintas, maka nilai beban rem dipengaruhi oleh beban yang bekerja di atasnya. Mengacu pada SNI 1725-2016, nilai gaya rem diambil yang terbesar dari :

a. 25% dari berat gandar truk desain atau

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

Nilai terbesar dari gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan.

5. Beban pejalan kaki *(TP)*

Beban pejalan kaki (*TP)* hanya direncanakan ketika lebar trotoar lebih dari 600 mm. Adapun intensitas yang direncanakan adalah sebesar 5 kPa dengan anggapan beban tersebut bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada setiap lajur kendaraan.

3.6.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban aksi lingkungan yang diatur dalam SNI 1725 (2016) mencakup pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab alamiah lainnya. Adapun pada penelitian ini beban yang diperhitungkan sebatas pengaruh temperatur, beban angin dan beban gempa saja.

1. Temperatur (*EUn*)

Beban temperatur tidak termasuk gaya yang dimasukkan pada girder melainkan lebih mempertimbangkan perubahan suhu yang cukup ekstrim yang dapat mengakibatkan deformasi. Selisih antara temperatur maksimum atau minimum dengan temperatur nominal digunakan untuk menghitung pengaruh

akibat deformasi yang terjadi karena perbedaan suhu tersebut. Adapun temperatur jembatan rata- rata nominal dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.13 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15 ^{0}C	40 ^{0}C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 ^{0}C	40 ^{0}C
Pantai plat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 ^{0}C	40 ^{0}C
Catatan : Temperatur jembatan rata- rata minimum bisa dikurangi 50 °C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan		

Sumber : SNI 1725 (2016)

Temperatur maksimum dan temperatur minimum yang ditunjukkan dalam tabel 3.7 di atas digunakan sebagai $T_{maxdesign}$ dan $T_{mindesign}$ pada persamaan berikut.

$$\Delta T = \alpha L \, (T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \qquad (3.23)$$

keterangan :

α = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

L = panjang komponen jembatan (mm)

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

Tabel 3.14 Temperatur Jembatan Rata- Rata Nominal

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modus Elastis (MPa)
Baja	12 x 10^{-6} per ^{0}C	200000
Beton : fc' < 30 fc' > 30	 10 x 10^{-6} per ^{0}C 11 x 10^{-6} per ^{0}C	 4700√fc' 4700√fc'

Sumber : SNI 1725 (2016)

2. Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Batang Kayu (*EU*)

Jenis beban ini secara spesifik hanya digunakan dalam perhitungan pembebanan pilar. Adapun ketentuan untuk masing- masing beban adalah sebagai berikut.

a. Gaya akibat aliran air

Berdasarkan SNI 1725 (2016) gaya akibat aliran air ditinjau terhadap dua gaya sebagai berikut.

1) Gaya seret akibat aliran air

Gaya seret akibat aliran air ditentukan menggunakan persamaan berikut ini.

$$T_{EU} = 0{,}5\ C_D\ V_S^2\ A_d \qquad (3.24)$$

dengan :

T_{EU} = Gaya seret (kN)

C_D = Koefisien seret (Tabel 3.x)

V_S = Kecepatan air rata-rata berdasarkan pengukuran di lapangan (m/s)

A_d = Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (m^2)

2) Gaya angkat akibat aliran air

Gaya angkat akibat aliran air ditentukan menggunakan persamaan berikut ini.

$$T_{EU} = 0{,}5\ C_L\ V_S^2\ A_L \qquad (3.25)$$

dengan :

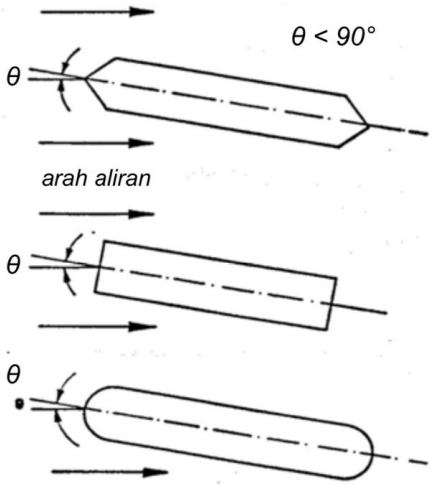
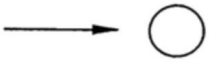
C_L = Koefisien angkat (Tabel 3.x)

V_S = Kecepatan air rata-rata berdasarkan pengukuran di lapangan (m/s)

A_L = Luas proyeksi pilar sejajar arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (m^2)

Nilai koefisien seret dan angkat dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.15 Koefisien Seret (C_D) dan Koefisien Angkat (C_L)

Bentuk Pilar	Koefisien Seret (C_D)	Koefisien Angkat (C_L)	
		θ	C_L
	0,8	0°	0
		5°	0,5
		10°	0,9
		20°	0,9
	1,4	≥ 30°	1,0
	0,7		
	0,7		
	0,7	Tidak dapat digunakan	

Sumber : SNI 1725 (2016)

b. Gaya akibat benda hanyutan

Berdasarkan SNI 1725 (2016) gaya akibat benda hanyutan dihitung menggunakan persamaan 3. dengan koefisien seret (C_D) = 1,04

$$T_{EU} = 0{,}5\ C_D\ V_S^2\ A_d \qquad (3.26)$$

dengan :

T_{EU} = Gaya seret (kN)

C_D = Koefisien seret (C_D = 1,04)

V_S = Kecepatan air rata-rata berdasarkan pengukuran di lapangan (m/s)

A_d = Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (m^2)

Menurut SNI 1725 (2016) untuk jembatan yang permukaan airnya terletak di bawah struktur atas jembatan, kedalaman minimum dari benda hanyutan adalah 1,2 m di bawah bukan air banjir. Panjang hamparan dari benda hanyutan diambil setengahnya dari jumlah bentang yang berdekatan atau 20 m diambil mana yang terkecil.

c. Gaya akibat tumbukan batang kayu

Berdasarkan SNI 1725 (2016) gaya akibat tumbukan batang kayu ditentukan menggunakan persamaan berikut ini.

$$T_{EU} = \frac{M\,(V_a)^2}{d_{ev}} \qquad (3.27)$$

dengan :

M = Massa batang kayu sebesar ± 2 ton

C_D = Koefisien seret (C_D = 1,04)

V_a = Kecepatan air permukaan (m/s) pada keadaan batas yang ditinjau. Jika tidak ada penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan di lokasi jembatan, *Va* bisa diambil

1,4 kali kecepatan rata-rata *Vs*

d_{ev} = Lendutan elastis ekuivalen (m) (Tabel 3.x)

Nilai lendutan ekuivalen tumbukan batang kayu dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.16 Lendutan Ekuivalen Untuk Tumbukan Batang Kayu

Tipe Pilar	d_{ev} (m)
Pilar beton massif	0,075
Tiang beton perancah	0,150
Tiang kayu perancah	0,300

Sumber : SNI 1725 (2016)

Dari ketiga beban di atas, menurut SNI 1725 (2016) gaya akibat tumbukan kayu dan benda hanyutan jangan digunakan secara bersamaan. Adapun faktor beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.17 Faktor Beban Akibat Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Batang Kayu

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{EU})	
	Keadaan Batas Layan (γ^{S}_{EU})	Keadaan Batas Ultimit (γ^{U}_{EU})
Transien	1,0	Lihat Tabel 3.16

Sumber : SNI 1725 (2016)

Faktor beban untuk masing- masing periode ulang banjir dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.18 Periode Ulang Banjir

Kondisi	Periode Ulang Banjir	Faktor Beban
Daya layan untuk semua jembatan	20 tahun	1,0
Ultimit :		
Jembatan besar dan penting	100 tahun	2,0
Jembatan permanen	50 tahun	1,5
Gorong- gorong	50 tahun	1,0
Jembatan sementara	20 tahun	1,0

Sumber : SNI 1725 (2016)

3. Beban Angin

Tekanan angin horizontal diasumsikan disebabkan oleh angin rencana yang memiliki kecepatan dasar *(V_B)* sebesar 90 sampai 126 km/jam. Beban angin harus terdistribusi merata pada bagian terluar jembatan. Apabila jembatan memiliki elevasi 1000 mm di atas permukaan tanah atau air, maka kecepatan angin rencana (*V_{DZ})* dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$V_{DZ} = 2{,}5\ V_0\ \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \text{In}\ \left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{3.28}$$

dengan :

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

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

V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada

elevasi 1000 mm

Z = Struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air di mana beban angin dihitung (Z > 10000 mm)

V_0 = Kecepatan gesekan angin yang merupakan karakteristik meteorologi

Z_0 = Panjang gesekan di hulu jembatan yang merupakan karakteristik meteorologi

Nilai V_{10} diambil dari :

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

Adapun nilai V_0 dan Z_0 dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.19 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

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

Sumber : SNI 1725 (2016)

a. Beban angin pada struktur *(EW_S)*

Beban angin pada struktur *(EWS)* adalah angin yang bekerja langsung pada bagian- bagian struktur jembatan. Arah angin diasumsikan horizontal dan tegak lurus terhadap jembatan. Angin yang bekerja pada struktur dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad (3.29)$$

dengan :

P_B = Tekanan angin dasar

Berdasarkan SNI 1725 (2016) gaya total beban angin tidak boleh kurang dari 4,4 N/mm pada bidan tekan dan 2,2 N/mm pada bidang hisap untuk struktur rangka dan pelengkung, serta tidak boleh kurang dari 4,4 N/mm pada balok gelagar. Adapun nilai tekanan angin dasar dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.20 Tekanan Angin Dasar

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

Sumber : SNI 1725 (2016)

b. Beban angin pada kendaraan *(EWl)*

Beban angin pada kendaraan *(EW_I)* adalah angin yang berkerja pada kendaraan yang kemudian memberikan suatu efek pada struktur. Nilai EW_I sendiri sebesar 1,46 N/mm ditempatkan tegak lurus jembatan dengan jarak 1800 mm di atas permukaan jalan. Apabila angin yang bekerja tidak lurus terhadap struktur maka nilai beban angin dapat diambil berdasarkan tabel di bawah ini.

Tabel 3.21 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut	**Komponen Tegak Lurus**	**Komponen Sejajar**
(°)	(N/mm)	(N/mm)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Sumber : SNI 1725 (2016)

3. Beban Gempa

a. Gaya Gempa Lateral

Menurut SNI 1725 (2016)pasal 9.7, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan

berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons *(R)* dengan rumus sebagai berikut.

$$E_Q = \frac{Csm}{R} \; x \; W_t \tag{3.30}$$

dengan

E_Q = Gaya horizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastis

R = Faktor modifikasi respon

W_t = Berat total struktur yang menggetarkan terdiri dari beban mati dan hidup (kN)

Adapun nilai C_{sm} didapatkan dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerahnya masing- masing.

b. Gaya Gempa Vertikal

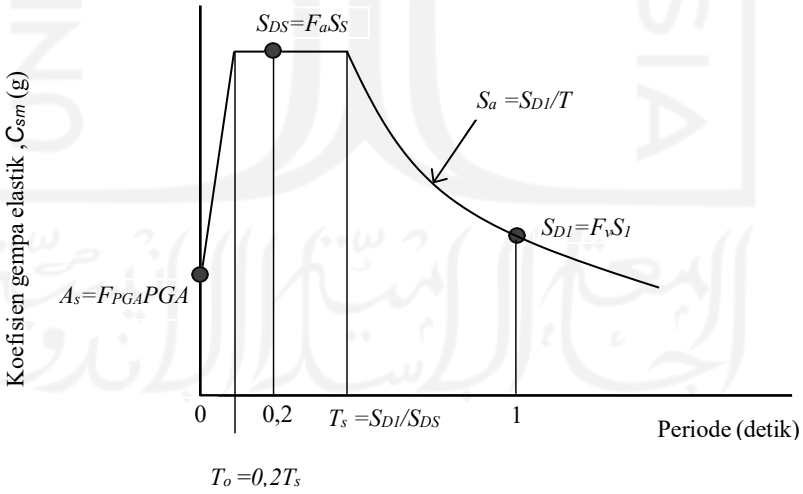
Menurut SNI 2833 (2016) struktur atas gelagar diasumsikan mengalami gerakan naik-turun agar tidak terhempas ke atas. Perhitungan gempa vertikal dihitung dengan dua kondisi berikut dengan diambil nilai terbesar.

1) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban mati tambahan.

2) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

c. Respon Spektra

Berdasarkan SNI 2833 (2016) respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat kebebasan tunggal di berbagai frekuensi alami terendam akibat goyangan tanah. Respon spektra di permukaan tanah dipengaruhi oleh tiga faktor nilai percepatan puncak yang mengacu berdasarkan peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA, S_S, S_1), serta faktor nilai F_{PGA}, F_V, F_a. Parameter- parameter yang diperlukan dalam respon spektra dapat dihitung dengan persamaan berikut.



Gambar 3.14 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah

(Sumber : SNI 2833, 2016)

keterangan :

$$A_S = F_{PGA} \, x \, PGA \tag{3.31}$$

$$S_{DS} = F_a \, x \, S_S \tag{3.32}$$

$$S_{D1} = F_V \, x \, S_1 \tag{3.33}$$

dengan

A_S = Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

F_{PGA} = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik

PGA = Percepatan puncak batuan dasar mengacu pada peta gempa Indonesia dengan Probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

S_{DS} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik

F_a = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik

S_S = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T = 0,2 detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

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

F_V = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik

S_1 = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek 1,0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia

dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

d. Analisis kelas situs

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

Tabel 3.22 Klasifikasi Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 750$	$50 \leq \bar{S}u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40%, dan 3. Kuat geser tak terdrainase *Su* < 25 kPa		

Sumber : SNI 2833 (2016)

Disarankan menggunakan sedikitnya 2 (dua) jenis penyelidikan tanah yang berbeda dalam pengklasifikasian jenis tanah ini. Pada tabel di atas, $\bar{V}s, \bar{N}$, dan $\bar{S}u$ adalah nilai rata-rata berbobot cepat rambat gelombang geser, hasil uji penetrasi standar, dan kuat geser tak terdrainase dengan

tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$\bar{V}s = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum\left(\frac{t_i}{V_{si}}\right)} \quad (3.34)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum\left(\frac{t_i}{N_i}\right)} \quad (3.35)$$

$$\bar{S}u = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_i}{\sum\left(\frac{t_i}{S_{ui}}\right)} \quad (3.36)$$

Keterangan :

t_i = tebal lapisan tanah ke- i,

V_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke- i,

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke- i,

S_{ui} = kuat geser tak terdrainase lapisan tanah ke- i,

m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

$\sum_{i=1}^{m} t_i$ = 30 m.

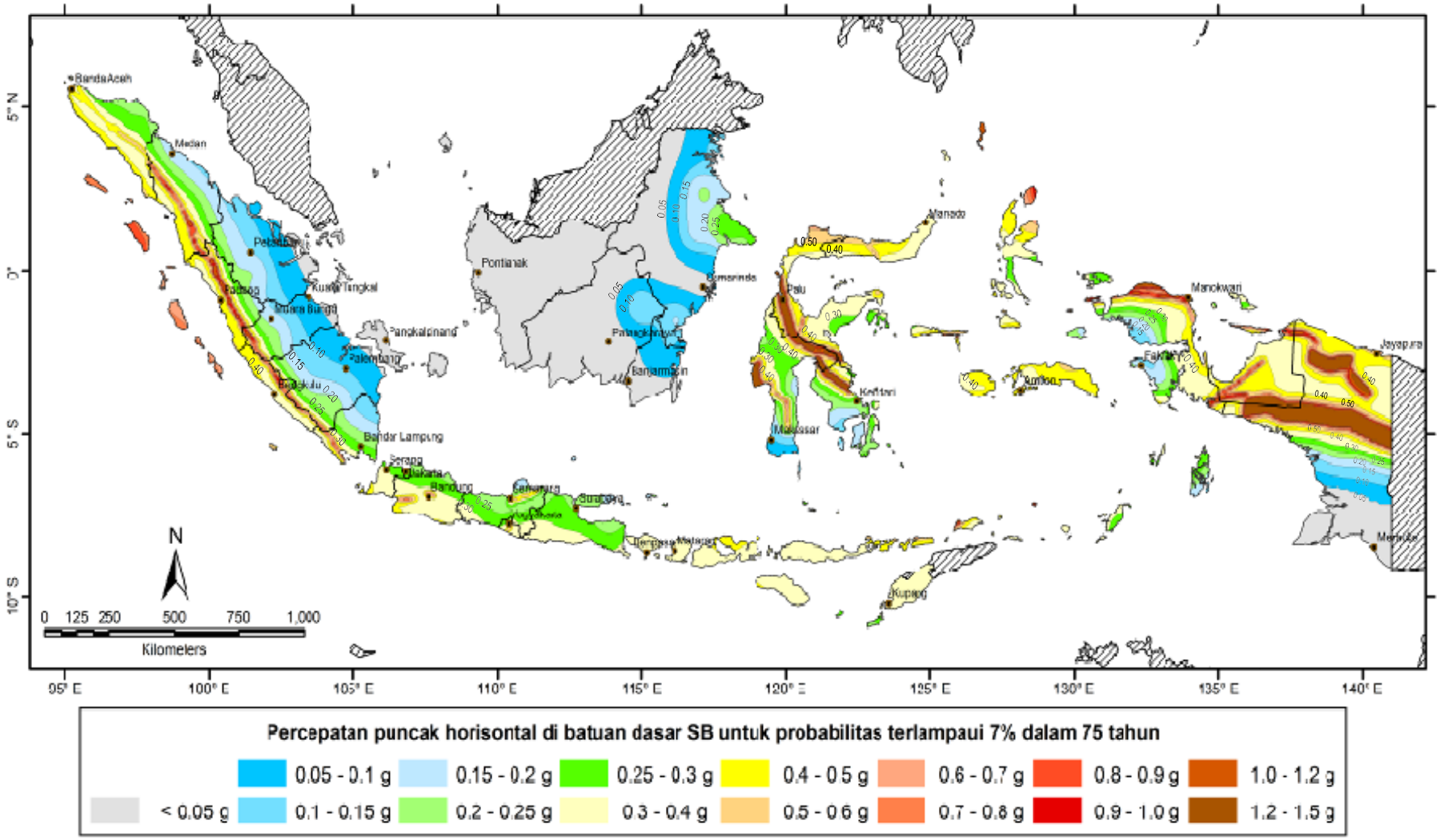
e. Peta Gempa

Peta gempa yang terdapat pada SNI 2833 (2016) meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA), respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili level *hazard* (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penjelasan untuk masing- masing peta dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

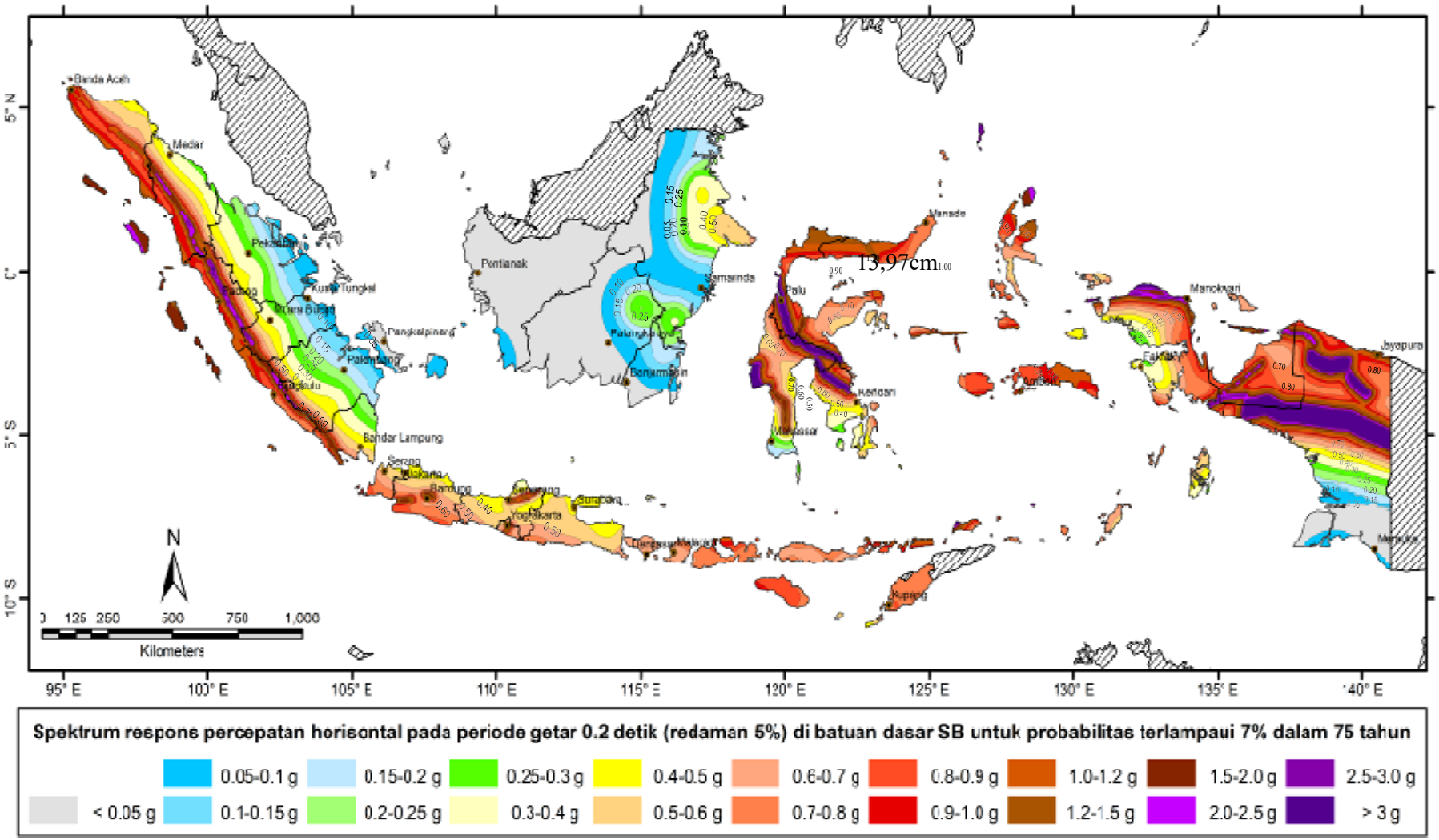
Tabel 3.23 Penjelasan Peta Gempa

No	No. Gambar	Level Gempa	Keterangan
1.	Gambar 3.15	7% dalam 75 tahun (gempa ≈ 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2..	Gambar 3.16		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (S_S)
3..	Gambar 3.17		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S_1)

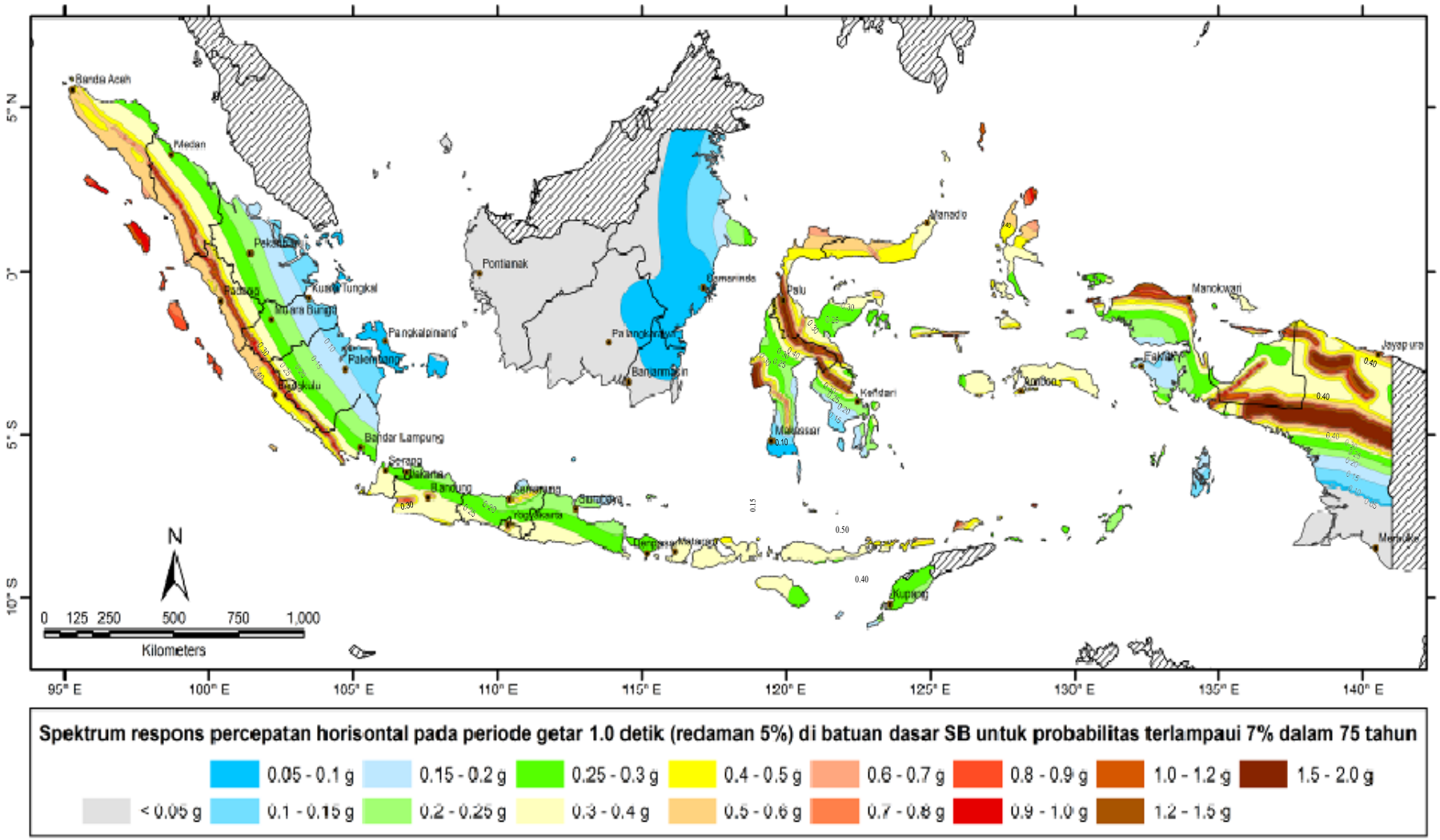
Sumber : SNI 2833 (2016)



Gambar 3.15 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)
(Sumber : SNI 2833, 2016)



Gambar 3.16 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar (S_S)
(Sumber : SNI 2833, 2016)



Gambar 3.17 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S_1)

(Sumber : SNI 2833, 2016)

f. Faktor Situs

Berdasarkan SNI 2833 (2016), untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek (T = 0,2 detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 3.x dan Tabel 3.x memberikan nilai-nilai F_{PGA}, F_a, dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Tabel 3.24 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}, F_a)

Kelas Situs	**PGA ≤ 0,1 $S_S \leq 0,25$**	**PGA = 0,2 $S_S = 0,5$**	**PGA = 0,3 $S_S = 0,75$**	**PGA = 0,4 $S_S = 1,0$**	**PGA ≥ 0,5 $S_S \geq 1,25$**
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	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
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier					

Sumber : SNI 2833 (2016)

Tabel 3.25 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq$ 0,1	S_1 = 0,2	S_1 = 0,3	S_1 = 0,4	$S_1 \geq$ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS
Catatan: Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier					

Sumber : SNI 2833 (2016)

g. Koefisien Respons Gempa Elastis (*Csm*)

Berdasarkan SNI 2833 (2016), Nilai *Csm* didapatkan dari persamaan berikut.

1) Untuk periode lebih kecil dari T_0 :

$$Csm = (S_{DS} - A_S)\frac{T}{To} + As \quad (3.36)$$

2) Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S :

$$Csm = S_{DS} \quad (3.37)$$

3) Untuk periode lebih besar dari T_S :

$$Csm = \frac{SD1}{T} \quad (3.38)$$

f. Faktor Modifikasi Respon *(R)*

Adapun nilai *R* ditentukan berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 3.26 Faktor Modifikasi Respon *(R)* untuk Bangunan Bawah

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/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)

Tabel 3.27 Faktor Modifikasi Respon *(R)* untuk Hubungan antar Elemen Struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Sumber : SNI 2833 (2016)

Adapun untuk menentukan kategori kepentingan jembatan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.28 Kategori Kepentingan Jembatan

Kategori Kepentingan	**Definisi**	**Periode Ulang Gempa Rencana**	**Fungsi Jalan**
Jembatan sangat penting *(critical bridges)*	Jembatan yang harus dapat dilalui oleh semua jenis kendaraan (lalu lintas normal) dan dapat dilalui oleh kendaraan darurat dan untuk kepentingan keamanan / pertahanan segera setelah mengalami gempa dengan periode ulang 1000 tahun	1000 tahun 7% - 75 tahun	Arteri
Jembatan penting (*essential bridges)*	Jembatan yang harus dapat dilalui oleh kendaraan dari dan untuk kepentingan keamanan / pertahanan beberapa hari setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang 1000 tahun	1000 tahun 7% - 75 tahun	Kolektor
Jembatan lainnya (*other bridges)*	Jembatan yang masih dapat dilalui kendaraan darurat dengan lalu lintas yang terbatas setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang 1000 tahun	1000 tahun 7% - 75 tahun	Lingkungan

Sumber : SNI 2833 (2016)

f. Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa (γ_{EQ})

Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor γ_{EQ} sebagai berikut :

Tabel 3.29 Faktor Beban Hidup Kondisi Gempa

Kategori Jembatan	Faktor beban (γ_{EQ})
Jembatan sangat penting	0,5
Jembatan penting	0,3
Jembatan lainnya	0,0

Sumber : SNI 1725 (2016)

3.6.4 Beban Lainnya

1. Gesekan pada Perletakan (*BF*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastomer. Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung menggunakan hanya beban tetap, dan nilai rata-rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastomer). Nilai gaya gesekan pada perletakan ditentukan sebagai berikut.

$$BF = K \, x \, \Delta T \tag{3.39}$$

keterangan :

K = kekakuan geser (kN/m)

ΔT = muai jembatan akibat temperatur (m)

Berdasarkan Tabel A.10 SNI 3966 (2012), nilai *k* ditentukan sebagai berikut.

Tabel 3.30 Nilai *K* untuk Bantalan Karet Ukuran 600m x 600m

ketebalan pelat baja : 5 mm bawah : 6 mmfaktor bentuk efektif : 14,73 ketebalan selimut samping : 10 mm kekakuan tekan lapisan selimut atas dan bawah : 24 400 x 10^3 kN/m ketebalan geser atas dan kekakuan tekan lapisan atas dan bawah : 46,2 x 10^3 kN/m

Jumlah lapisan dalam karet	**Tinggi keseluruhan**	**Kekakuan tekan pada geser nol yang direncanakan**	**Kekakuan geser rata-rata (toleransi ±20 %)**	**Kapasitas penyimpangan geser**	**Beban dasar (diizinkan)**		**Kapasitas putar pada satuan pembebanan**	
					pada gaya geser maks.	**pada gaya geser nol**	**dimensi terpendek**	**dimensi terpanjang**
	mm	**10^3 kN/m**	**10^3 kN/m**	**mm**	**kN**	**kN**	**10^{-6} rad, kN**	**10^{-6} rad, kN**
ketebalan lapisan dalam karet : 15 mm faktor bentuk : 9,67						kekakuan geser setiap lapisan karet : 18,5 x 10^3 kN/m		
4	97	1560	3,85	36	2930	4220	1,9	1,9
6	137	1090	2,72	51	2850	4220	2,8	2,8
8	177	833	2,1	66	2770	4220	3,7	3,7
10	217	676	1,71	81	2680	4220	4,7	4,7
13	277	527	1,34	103,5	2560	4220	6,1	6,1

Sumber : SNI 3966 (2012)

3.7 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Berikut merupakan beberapa kombinasi pembebanan untuk perencanaan jembatan yang terdapat dalam SNI 1725-2016.

1. Kuat I

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

2. Kuat II

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

3. Kuat III

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

4. Kuat IV

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

5. Kuat V

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

6. Ekstrem I

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

7. Ekstrem II

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

8. 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 gorong- gorong 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.

9. Layan II

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

10. 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.

11. Layan IV

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

12. Fatik

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

Adapun faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan diambil berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 3.31 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	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{TG}	-	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	0,5/1,20	-	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20		1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber : SNI 1725 (2016)

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

γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Keterangan :

MS = beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan

MA = beban mati perkerasan dan utilitas

TA = gaya horizontal akibat tekanan tanah

PL = beban pelaksanaan

PR = prategang

SH = gaya akibat susut/rangkak

TB = gaya akibat rem

TR = gaya sentrifugal

TC = gaya akibat tumbukan kendaraan

T = gaya akibat tumbukan kapal

EQ = gaya gempa

BF = gaya friksi

TD = beban lajur "D"

TT = beban truk "T"

TP = beban pejalan kaki

SE = beban akibat penurunan

ET = gaya akibat temperatur gradien

EUn = gaya akibat temperatur seragam

EF = gaya apung

EWs = beban angin pada struktur

EW_L = beban angin pada kendaraan

EU = beban arus dan hanyutan

3.8 Perencanaan Bangunan Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan bagian struktur yang pertama kali menerima beban untuk kemudian disalurkan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan bangunan atas Jembatan Kiringan sendiri meliputi perencanaan trotoar, pelat lantai, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka utama dan ikatan angin.

3.8.1 Trotoar

Trotoar adalah jalur pejalan kaki yang dibuat sejajar dengan jalan atau jembatan. Pada perencanaan jembatan, umumnya trotoar memiliki lebar minimum 50-100 cm. Adapun perhitungan tulangan pada trotoar dapat dilihat pada tahapan berikut.

1. Momen ultimit rencana

$$Mu = K.MS + K.TP \tag{3.40}$$

dengan:

MS = momen yang ditimbulkan akibat berat sendiri,

MA = momen yang ditimbulkan akibat beban pejalan kaki

2. Momen nominal awal

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} \tag{3.41}$$

3. Nilai Rn

$$Rn = \frac{Mu}{b \; x \; d} \tag{3.42}$$

keterangan:

b = panjang slab jembatan yang ditinjau (mm) dan

d = tebal efektif slab beton (mm).

4. Nilai *m*

$$m = \frac{\text{fy}}{0{,}85.\text{f'c}} \tag{3.43}$$

keterangan:

fy = kuat tarik baja (MPa)

f'c = kuat tekan beton (MPa).

5. Rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} \tag{3.44}$$

Rasio tulangan *balance*

$$\rho_{balance} = \frac{0{,}85\ x\ f'c\ x.\beta_1}{fy}\ \text{x}\ \frac{600}{600 + fy} \tag{3.45}$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{maks} = 0{,}75\ \text{x}\ \rho b \tag{3.46}$$

Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\ \text{x}\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right. \tag{3.47}$$

6. Luas tulangan pokok yang diperlukan

$$As_{perlu} = \rho \; x \; b \; x \; d \tag{3.48}$$

7. Jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A1d.b}{Asperlu} \tag{3.49}$$

Berdasarkan SNI 2847 (2019) jarak maksimum untuk tulangan ulir harus kurang dari *3h* dan 450 mm.

8. Perencanaan tulangan susut

Adapun untuk mencari luas tulangan susut dapat digunakan tabel dibawah ini.

Tabel 3.32 Luas Tulangan Susut

Mutu Baja (fy)	Luas tulangan susut
≤ BJTD-30	0,0020.b.h
BJTD-40	0,0018.b.h
≥ BJTD-40	$0{,}0018.b.h.(\frac{400}{fy})$

Sumber : SNI 2847 (2019)

Untuk mendapatkan jarak tulangan dapat digunakan rumus di bawah ini.

$$S = \frac{A\phi b}{As} \tag{3.50}$$

Berdasarkan SNI 2847 (2019) jarak maksimum untuk tulangan susut harus kurang dari *5h* dan 450 mm.

3.8.2 Pelat Lantai

Berdasarkan RSNI T12 (2004) pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum *(ts)* dengan memenuhi kedua ketentuan berikut.

$ts > 200$ mm

$ts > (100 + 40\ l)$ mm

keterangan :

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

Pelat lantai yang digunakan pada perencanaan jembatan umumnya merupakan pelat satu arah dimana :

$$Ly / Lx > 2 \tag{3.51}$$

keterangan :

Ly = Panjang bentang arah sumbu panjang

Lx = Panjang bentang arah sumbu pendek

Adapun perhitungan tulangan pada lantai jembatan adalah sebagai berikut.

1. Momen ultimit rencana

$$Mu = K.MS + K.MA + K.TT \tag{3.52}$$

keterangan:

MS = momen yang ditimbulkan akibat berat sendiri,

MA = momen yang ditimbulkan akibat beban mati tambahan,

TT = momen yang ditimbulkan akibat beban truk,

K = faktor beban ultimit.

2. Kontrol ketebalan pelat

Tebal pelat yang direncanakan harus memenuhi ketebalan minimun berdasarkan Tabel 7.3.1.1 SNI 2847 (2019) berikut.

Tabel 3.33 Ketebalan Minimum Pelat

Kondisi Tumpuan	*h* minimum
Tumpuan sederhana	*l / 20*
Satu ujung menerus	*l / 24*
Kedua ujung menerus	*l / 28*
Kantilever	*l / 10*

Sumber : SNI 2847 (2019)

3. Momen nominal awal

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} \tag{3.53}$$

4. Nilai *Rn*

$$Rn = \frac{Mu}{b \; x \; d} \tag{3.54}$$

keterangan:

b = panjang slab jembatan yang ditinjau (mm) dan

d = tebal efektif slab beton (mm).

5. Nilai *m*

$$m = \frac{\text{fy}}{0,85.\text{f'c}} \tag{3.55}$$

keterangan:

fy = kuat tarik baja (MPa)

f'c = kuat tekan beton (MPa).

6. Rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.56)$$

Dapat juga digunakan nilai berdasarkan SNI 2847 (2019) sebagai berikut.

Tabel 3.34 Rasio Tulangan Minimum

Jenis tulangan	f_y, **Mpa**	**Rasio tulangan minimum**	
Batang ulir	< 420	0,0020	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0,0018 \text{ x } 420}{f_y}$
			0,0014

Sumber : SNI 2847 (2019)

Rasio tulangan *balance*

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \; x \; f'c \; x.\beta_1}{fy} \text{ x } \frac{600}{600 + fy} \quad (3.57)$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{maks} = 0,75 \text{ x } \rho_{balance} \quad (3.58)$$

Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \text{ x } \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) \quad (3.59)$$

Adapun nilai yang digunakan adalah nilai yang terbesar.

7. Luas tulangan pokok yang diperlukan

$$As_{perlu} = \rho \text{ x } b \text{ x } d \quad (3.60)$$

8. Jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A1d.b}{Asperlu} \quad (3.61)$$

Berdasarkan SNI 2847 (2019) jarak maksimum untuk tulangan ulir harus kurang dari *3h* dan 450 mm.

9. Perencanaan tulangan susut

Adapun untuk mencari luas tulangan susut dapat digunakan tabel dibawah ini.

Tabel 3.35 Luas Tulangan Susut

Mutu Baja (fy)	Luas tulangan susut
≤ BJTD-30	0,0020.b.h
BJTD-40	0,0018.b.h
≥ BJTD-40	$0{,}0018.b.h.(\frac{400}{fy})$

Untuk mendapatkan jarak tulangan dapat digunakan rumus di bawah ini.

$$S = \frac{A\phi b}{As} \quad (3.62)$$

Berdasarkan SNI 2847 (2019) jarak maksimum untuk tulangan susut harus kurang dari *5h* dan 450 mm.

3.8.3 Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang didesain sebagai batang lentur. Adapun perhitungan batang lentur dapat dilihat pada tahapan- tahapan berikut ini.

1. Desain komponen struktur lentur

   Gelagar memanjang dalam hal ini didesain komposit dengan pelat lantai beton di atasnya. Berdasarkan SNI 1729 (2015), ketentuan lentur desain, $\phi_b Mn$, dan kekuatan lentur yang diizinkan, Mn/Ω_b, dihitung berdasarkan ketentuan berikut ini.

   $\phi_b = 0{,}90$ (DFBK) $\quad \Omega_b = 1{,}67$ (DKI)

   dan kekuatan lentur nominal, *Mn*, dihitung sesuai dengan ketentuan.

   a. Untuk $h/tw \leq 3{,}76\sqrt{E/Fy}$, Mn harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) atau dalam kata lain, profil dalam kondisi kompak.

   b. Untuk $h/tw > 3{,}76\sqrt{E/Fy}$, Mn harus ditentukan dari super posisi tegangan elastis.

2. Nilai momen plastis *(Mp)* tergantung pada beberapa kondisi di bawah ini dengan mengambil nilai terkecil diantara ketiganya.

   a. Beton pecah

   $$V' = 0{,}85 f'c.Ac \tag{3.63}$$

   b. Leleh tarik dari penampang baja

$$V' = Fy.As \quad (3.64)$$

c. Kekuatan geser total *shear stud*

$$V' = \Sigma Qn \quad (3.65)$$

keterangan:

Ac = luas pelat beton di lebar efektif (mm^2),

As = luas penampang melintang baja (mm^2)

ΣQn = jumlah kekuatan geser nominal dari *steel headed stud* (kN)

3. Untuk menentukan posisi sumbu netral plastis ditentukan oleh beberapa kondisi sebagai berikut.

a. Jika $T \leq C$ maka sumbu netral plastis berada pada pelat beton.

b. Jika $T > C$ maka sumbu netral plastis berada pada balok balok baja (pelat sayap) atau,

c. Jika $T > C$ maka sumbu netral plastis berada pada balok balok baja (pelat badan).

keterangan :

$$C = 0{,}85.f'c.Ac \quad (3.66)$$

$$T = Fy.As \quad (3.67)$$

keterangan :

C = Resultan gaya tekan maksimum

T = Resultan gaya tarik maksimum

4. Lebar efektif balok komposit ditentukan sebagai berikut.

   a. Untuk balok *interior* diambil nilai terkecil dari :

   $$b_E \leq L/4 \tag{3.68}$$

   $$b_E \leq b_0 \tag{3.69}$$

   b. Untuk balok *exterior* diambil nilai terkecil dari :

   $$b_E \leq L/8 + \text{jarak tepi} \tag{3.70}$$

   $$b_E \leq b_0/2 + \text{jarak tepi} \tag{3.71}$$

   dengan :

   b_E = Lebar efektif balok

   L = Panjang pelat lantai

   b_0 = Jarak antar balok gelagar

5. Desain komponen untuk geser

   a. Ketentuan umum

   Kekuatan geser desain, $\phi_v Vn$, dan kekuatan geser izin, Vn/Ω_v, harus ditentukan sebagai berikut.

   $\Phi_v = 0{,}75$ (DFBK) $\Omega_v = 2{,}00$ (DKI)

   b. Sambungan geser

Bila gaya yang disalurkan pada suatu komponen struktur komposit dibungkus atau diisi beton melalui sambungan geser, kekuatan geser yang tersedia dari *steel headed stud* harus ditentukan sebagai berikut.

$$Rc = \Sigma Qcv \tag{3.72}$$

keterangan:

ΣQcv = jumlah dari kekuatan geser yang tersedia (kN)

3.8.4 Gelagar Melintang

Sama halnya dengan gelagar memanjang, gelagar melintang juga didesain sebagai batang lentur. Perhitungan gelagar melintang dapat dilihat pada tahapan-tahapan berikut ini.

1. Desain komponen struktur lentur

   a. Ketentuan umum

      Nilai kekuatan lentur desain, $\phi_b Mn$, dan kekuatan lentur yang diizinkan, Mn/Ω_b, diambil dari ketentuan berikut ini.

      ϕ_b = 0,90 (DFBK) Ω_b = 1,67 (DKI)

      dengan kekuatan lentur nominal, *Mn*, dihitung sesuai dengan ketentuan.

   b. Perhitungan profil baja

      1) Pelelehan

$$Mn = Mp = Fy \, . \, Zx \tag{3.73}$$

      Keterangan:

Fy = tegangan leleh minimum

Zx = modulus penampang plastis di sumbu x.

2) Tekuk lokal (*local buckling*)

Kondisi ini terjadi ketika profil yang digunakan tidak kompak. Namun umumnya profil yang diproduksi di pasaran sangat jarang ditemukan dalam keadaan tidak kompak.

a) Jika $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ dan $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ maka profil tersebut kompak dan tidak terjadi tekuk lokal.

b) Jika $\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$ dan $\lambda_{pw} < \lambda_w < \lambda_{rw}$ maka profil tersebut tidak kompak, sehingga nilai *Mn* dihitung dengan persamaan berikut.

$$Mn = Mp - (Mp - Mr)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \quad (3.74)$$

dengan,

$$Mr = 0{,}8.\, fy.\, Sx \quad (3.75)$$

c) Jika $\lambda_f > \lambda_{rf}$ dan $\lambda_w > \lambda_{rw}$ maka profil tersebut langsing, sehingga nilai *Mn* dihitung dengan persamaan berikut.

$$Mn = \frac{0{,}9\,.E\,.K_c\,.Sx}{\lambda^2} \quad (3.76)$$

dengan,

$$Kc = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (3.77)$$

Pembatasan nlai λ_p dan λ_r ditentukan sebagai berikut.

$$\lambda_{pf} = 0,38\ \sqrt{E/Fy} \quad (3.78)$$

$$\lambda_{rf} = 1,00\ \sqrt{E/Fy} \quad (3.79)$$

$$\lambda_{pw} = 3,76\ \sqrt{E/Fy} \quad (3.80)$$

$$\lambda_{rw} = 5,70\ \sqrt{E/Fy} \quad (3.81)$$

2) Tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

a) Bila $Lb \leq Lp$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.

b) Bila $Lp < Lb \leq Lr$ L L

$$Mn = Cb\ \left[Mp - (Mp - 0,75.Fy.Sx)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq Mp \quad (3.82)$$

c) Bila $Lb > Lr$

$$Mn = Fcr.Sx \leq Mp \quad (3.83)$$

dengan,

$$Fcr = \frac{Cb\pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2}\sqrt{1 + 0,078\frac{Jc}{Sxh0}\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \quad (3.84)$$

keterangan:

Lb = panjang tanpa dibreising

E = modulus elastisitas baja,

J = konstanta torsi,

Sx = modulus penampang di sumbu x, dan

h_0 = jarak antara titik berat sayap.

dan

$$Cb = \frac{12{,}5\ Mmaks}{2{,}5Mmaks+3MA+4MB+3MC} \tag{3.85}$$

keterangan:

Cb = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen nonmerata,

Mmaks = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa di breising,

MA = nilai mutlak momen pada titik ¼ dari segmen tanpa dibreising,

MB = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreising, dan

MC = nilai mutlak momen pada titik ¾ segmen tanpa dibreising.

Pembatasan panjang *Lp* dan *Lr* ditentukan sebagai berikut.

$$Lp = 1{,}76\ r_y \sqrt{\frac{E}{fy}} \tag{3.86}$$

$$Lr = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7\ fy} \sqrt{\frac{Jc}{Sxho} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sxho}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7\ fy}{E}\right)^2}} \tag{3.87}$$

dengan,

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{IyCw}}{Sx} \tag{3.88}$$

Adapun koefisien c ditentukan sebagai berikut.

i. Untuk profil I simetris ganda $c = 1$ dan

ii. Untuk kanal $c = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{Iy}{Cw}}$

2. Desain komponen untuk geser

a. Ketentuan umum

Kekuatan geser desain, $\phi_v Vn$, dan kekuatan geser izin, Vn/Ω_v, harus ditentukan sebagai berikut.

$\Phi_v = 0{,}90$ (DFBK) $\Omega_v = 1{,}67$ (DKI)

b. Komponen struktur dengan badan tidak diperkaku atau diperkaku

Kekuatan geser nominal, *Vn*, dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser untuk badan komponen struktur profil I canai panas dengan $h/tw \leq 2{,}24\sqrt{E/Fy}$ adalah sebagai berikut.

$$Vn = 0{,}6\ Fy\ .\ Aweb\ .\ Cv \qquad (3.89)$$

keterangan:

Aweb = Luas badan (mm2),

h = untuk profil canai panas, jarak bersih antara sayap dikurangi las sudut,

tw = ketebalan badan (mm), dan

3.8.5 Rangka Utama

Perhitungan rangka utama jembatan dapat dilihat pada tahapan- tahapan sebagai berikut.

1. Batang tarik

   Berdasarkan SNI 1729 (2015) kekuatan tarik desain, $\phi_t Pn$, dan kekuatan tarik tersedia, $Pn/\Omega t$, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto

   a. Kekuatan leleh tarik pada penampang bruto

   $$Pn = Fy \, . \, Ag \tag{3.90}$$

   Keterangan:

   Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan

   Ag = luas bruto dari komponen struktur

   b. Kekuatan keruntuhan tarik pada penampang neto

   $$Pn = Fu \, . \, Ae \tag{3.91}$$

   dengan,

   $$Ae = An.U \tag{3.92}$$

   Keterangan:

   Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang

digunakan

Ag = luas bruto dari komponen struktur

U = faktor *shear lag*

Nilai faktor *shar lag, U,* ditentukan berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015) sebagai berikut.

1) Untuk profil I yang semua elemennya diberi sambungan atau dilas, $U = 1$.
2) Untuk profil I dengan pelat sayap disambungkan dengan 3 atau lebih sarana penyambung perbaris di arah pembebanan :
   a) Jika $b_f \geq 2/3$ $U = 0,9$
   b) Jika $b_f < 2/3$ $U = 0,85$
3) Untuk profil I dengan pelat badan disambungkan dengan 4 atau lebih sarana penyambung perbaris di arah pembebanan, $U = 0,75$.

2. Batang tekan

   a. Ketentuan umum

      Kekuatan tekan desain, $\phi_c Pn$, dan kekuatan tekan tersedia, Pn/Ω_c, harus ditentukan sebagai berikut.

      $\Phi_c = 0,90$ (DFBK) $\Omega_v = 1,67$ (DKI)

   b. Komponen struktur profil I tanpa elemen langsing

Kekuatan tekan nominal, *Pn*, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi.

1) Tekuk lentur

$$Pn = F_{cr} \, . \, Ag \tag{3.93}$$

dengan,

a) Bila $KL/r \leq 4{,}71\sqrt{E/Fy}$ (atau $Fy/Fe \leq 2{,}25$, maka nilai F_{cr} yang digunakan adalah :

$$F_{cr} = [0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}] \tag{3.94}$$

b) Bila $KL/r > 4{,}71\sqrt{E/Fy}$ (atau $Fy/Fe > 2{,}25$, maka nilai F_{cr} yang digunakan adalah :

$$F_{cr} = [0{,}877 \, F_e] \tag{3.95}$$

dengan,

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}\right] \tag{3.96}$$

keterangan:

F_{cr} = tegangan kritis

Ag = luas bruto dari komponen struktur

Fe = tegangan tekuk kritis elastis

K = faktor panjang efektif

L = panjang bentang

r = jari-jari girasi

2) Tekuk torsi

$$Pn = F_{cr} \, . \, Ag \tag{3.97}$$

Nilai F_{cr} ditentukan dengan langkah yang sama pada kondisi tekuk lentur dengan. Adapun tegangan tekuk elastis pada kondisi tekuk torsi untuk komponen struktur simetris ganda adalah :

$$F_e = \left[\left(\frac{\pi^2 E\, Cw}{(KL)^2}\right) + (GxJ)\right] x \, \frac{1}{Ix + Iy} \tag{3.98}$$

dengan,

$$C_w = \frac{Iy\, ho^2}{4} \tag{3.99}$$

$$J = \frac{1}{3}[(2t f^3 b) + (tw^3 h_0)] \tag{3.100}$$

$$G = 77200 \text{ MPa} \tag{3.101}$$

keterangan:

F_{cr} = tegangan kritis

Ag = luas bruto dari komponen struktur

Fe = tegangan tekuk kritis elastis

Cw = konstanta pilin

J = konstanta torsi

G = modulus elastis geser baja

3.8.6 Ikatan Angin

Perhitungan ikatan angin dapat dikatakan sama dengan perhitungan batang tarik dan batang tekan pada rangka induk sebagai berikut.

1. Batang tarik

   Berdasarkan SNI 1729 (2015) kekuatan tarik desain, $\phi_t Pn$, dan kekuatan tarik tersedia, $Pn/\Omega t$, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto

   a. Kekuatan leleh tarik pada penampang bruto

   $$Pn = Fy \, . \, Ag \tag{3.102}$$

   Keterangan:

   Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan

   Ag = luas bruto dari komponen struktur

   b. Kekuatan keruntuhan tarik pada penampang neto

   $$Pn = Fu \, . \, Ae \tag{3.103}$$

   dengan,

   $$Ae = An.U \tag{3.104}$$

   Keterangan:

   Fy = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang

digunakan

Ag = luas bruto dari komponen struktur

U = faktor *shear lag*

Nilai faktor *shear lag* (U) ditentukan berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015) sebagai berikut.

1) Untuk profil I yang semua elemennya diberi sambungan atau dilas, $U = 1$.
2) Untuk profil I dengan pelat sayap disambungkan dengan 3 atau lebih sarana penyambung perbaris di arah pembebanan :
   c) Jika $b_f \geq 2/3$ $U = 0,9$
   d) Jika $b_f < 2/3$ $U = 0,85$
3) Untuk profil I dengan pelat badan disambungkan dengan 4 atau lebih sarana penyambung perbaris di arah pembebanan, $U = 0,75$.

2. Batang tekan

a. Ketentuan umum

Kekuatan tekan desain, $\phi_c Pn$, dan kekuatan tekan tersedia, Pn/Ω_c, harus ditentukan sebagai berikut.

$\Phi_c = 0,90$ (DFBK) $\Omega_v = 1,67$ (DKI)

b. Komponen struktur profil I tanpa elemen langsing

Kekuatan tekan nominal, *Pn*, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi.

1) Tekuk lentur

$$Pn = F_{cr} \, . \, Ag \tag{3.105}$$

dengan,

a) Bila $KL/r \leq 4{,}71\sqrt{E/Fy}$ (atau $Fy/Fe \leq 2{,}25$, maka nilai F_{cr} yang digunakan adalah :

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \tag{3.106}$$

b) Bila $KL/r > 4{,}71\sqrt{E/Fy}$ (atau $Fy/Fe > 2{,}25$, maka nilai F_{cr} yang digunakan adalah :

$$F_{cr} = [0{,}877 \, F_e] \tag{3.107}$$

dengan,

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}\right] \tag{3.108}$$

keterangan:

F_{cr} = tegangan kritis

Ag = luas bruto dari komponen struktur

Fe = tegangan tekuk kritis elastis

K = faktor panjang efektif

L = panjang bentang

r = jari-jari girasi

2) Tekuk torsi

$$Pn = F_{cr} \, . \, Ag \tag{3.109}$$

Nilai F_{cr} ditentukan dengan langkah yang sama pada kondisi tekuk lentur dengan. Adapun tegangan tekuk elastis pada kondisi tekuk torsi untuk komponen struktur simetris ganda adalah :

$$F_e = \left[\left(\frac{\pi^2 E \, Cw}{(KL)^2}\right) + (GxJ)\right] x \, \frac{1}{Ix + Iy} \tag{3.110}$$

dengan,

$$C_w = \frac{Iy \, ho^2}{4} \tag{3.111}$$

$$J = \frac{1}{3}[(2t f^3 b) + (tw^3 h_0)] \tag{3.112}$$

$$G = 77200 \text{ MPa} \tag{3.113}$$

keterangan:

F_{cr} = tegangan kritis

Ag = luas bruto dari komponen struktur

Fe = tegangan tekuk kritis elastis

Cw = konstanta pilin

J = konstanta torsi

G = modulus elastis geser baja

3.8.7 Sambungan

Robby (2019) menyatakan bahwa struktur baja terdiri dari elemen-elemen kecil yang digabung satu dengan lainnya membentuk elemen struktur lain yang lebih besar. Maka diperlukan sambungan yang dapat menggabungkan semua elemen tersebut.

Menurut Oentoeng (1999) terdapat beberapa macam alat sambung yang digunakan pada konstruksi baja yakni ; paku keling, baut (baut sekrup hitam), baut mutu tinggi (*high strength bolt)* dan las. Dari semua jenis sambungan tersebut yang digunakan dalam perancangan jembatan Kiringan adalah jenis baut mutu tinggi.

1. Ukuran dan Penggunaan Lubang

   Diameter lubang diberikan toleransi pelaksanaan untuk antisipasi ketidak-presisian ukuran, bentuk toleransi diberikan dalam bentuk ukuran lubang baut yang diperbesar dari ukuran bautnya seperti yang ditunjukkan tabel di bawah ini.

Tabel 3.36 Standarisasi Diameter Lubang Baut

Diameter Baut	**Dimensi Lubang**	
(mm)	**Standar (mm)**	**Ukuran Lebih (mm)**
M16	18	20
M20	22	24
M22	24	28
M24	27	30

Lanjutan Tabel 3.34 Standarisasi Diameter Lubang Baut

Diameter Baut (mm)	Dimensi Lubang	
	Standar (mm)	Ukuran Lebih (mm)
M27	30	35
M30	33	38
≥ M36	d + 3	d + 8

Sumber : SNI 1729 (2015)

2. Spasi minimum dan jarak tepi minimum

Syarat jarak spasi antar baut minimum adalah sebagai berikut.

$$s \geq 3db \tag{3.114}$$

keterangan :

d = diameter baut nominal,

Adapun syarat untuk jarak tepi minimum adalah sebagai berikut.

$$st \geq 0{,}5s \tag{3.115}$$

keterangan :

s = spasi antar baut minimum

Jarak tepi minimum untuk berbagai ukuran lubang dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.37 Jarak Tepi Minimum untuk Berbagai Ukuran Baut

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1,25d

Sumber : SNI 1729 (2015)

3. Kekuatan nominal baut

Baut memiliki kekuatan nominal seperti yang ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.38 Kekuatan Nominal Baut

Deskripsi Baut	Kuat Tarik Nominal, Fnt (MPa)	Kuat Geser Nominal, Fnv (MPa)
Baut A307	310	188
Baut grup A (A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut grup A (A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	457

Lanjutan Tabel 3.36 Kekuatan Nominal Baut

Deskripsi Baut	Kuat Tarik Nominal, Fnt (MPa)	Kuat Geser Nominal, Fnv (MPa)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	579
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	0,75 Fu	0,45 Fu
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	0,75 Fu	0,563 Fu

Sumber : SNI 1729 (2015)

4. Kapasitas geser satu baut

$$Rn = Fnv.Ab \tag{3.116}$$

Keterangan:

Fnv = kuat geser nominal baut

Ab = luas penampang baut

5. Jumlah kebutuhan baut

$$n = \frac{Tn}{Rn} \tag{3.117}$$

Keterangan:

Tn = kuat tarik atau tekan ultimit profil

Rn = kapasitas satu baut

6. Kekuatan sambungan

a. Kuat tumpu pelat

$$Rna = 1{,}2.lc_1.t.Fu \leq 2{,}4.db.t.Fu \quad (3.118)$$

$$Rnb = 1{,}2.lc_2.t.Fu \leq 2{,}4.db.t.Fu \quad (3.119)$$

dengan,

$$\phi Rn = 0{,}75.[(n_1.Rna) + (n_2.Rnb)] \quad (3.120)$$

Keterangan:

lc_1 = jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar

lc_2 = jarak bersih antara baut dan baut

t = tebal profil

Fu = tegangan putus minimum

n_1 = jumlah jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar

n_2 = jumlah jarak bersih antara baut dan baut

b. Kuat blok geser

$$Rn = 0{,}6.Fu.Anv + Ubs.Fu.Ant \leq 0{,}6.Fy.Agv + Ubs.Fu.Ant \quad (3.121)$$

Keterangan:

Anv = luas neto (dengan lubang) potongan mengalami gaya geser yaitu garis batas blok searah gaya

Agv = luas utuh (tanpa lubang) potongan mengalami gaya geser yaitu garis batas blok searah gaya

Ant = luas neto (dengan lubang) potongan mengalami gaya tarik yaitu

garis batas blok tegak lurus gaya

Fy = tegangan leleh minimum

Fu = tegangan putus minimum

Ubs = untuk tegangan tarik merata *Ubs* = 1, dan yang tidak merata *Ubs*= 0,5

3.9 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

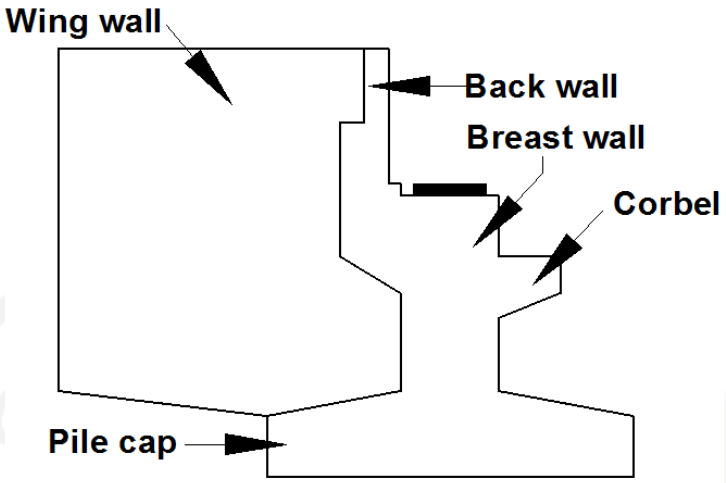
Struktur bawah jembatan merupakan bagian jembatan yang berfungi untuk menopang struktur atas jembatan. Struktur bawah jembatan terdiri atas *abutment,* pilar dan fondasi.

3.9.1 *Abutment*

Abutment atau disebut juga sebagai kepala jembatan adalah struktur bawah jembatan yang posisinya berada di ujung jembatan sebagai penghubung antara jalan dan jembatan.

1. Tinjauan Umum

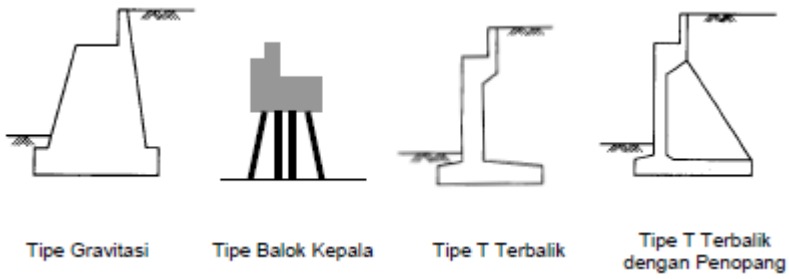
   Abutment berfungsi untuk menopang struktur atas jembatan. *Abutment* memiliki beberapa bagian diantaranya ; *wing wall, back wall, breast wall, corbel* dan *pile cap.*



Gambar 3.18 Bagian- Bagian *Abutment* Jembatan

(Sumber : Robby, 2016)

Terdapat beberapa jenis *abutment* yang dapat digunakan antara lain ; *abutment* tipe gravitasi, tipe balok kepala, tipe T terbalik dan tipe T terbalik dengan penopang.

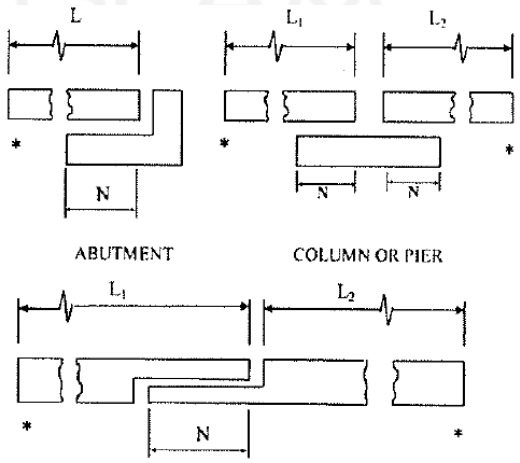


Gambar 3.19 Tipe- Tipe *Abutment* Jembatan

(Sumber : Robby, 2016)

2. Desain Panjang Perletakan

Abutment juga berfungsi untuk tempat pertelakan tumpuan. Berdasarkan SNI 2833 (2016) panjang perletakan *abutment* harus dapat memenuhi persyaratan minimum di bawah ini.



Gambar 3.20 Panjang Perletakan Minimum

(Sumber : SNI 2833, 2016)

$$N = (-0{,}782 + 0{,}02\,L + 0{,}08\,H)(1 + 0{,}000125\,S^2) \quad (3.122)$$

keterangan :

N = panjang perletakan minimum diukur normal terhadap centerline tumpuan (m)

L = panjang lantai jembatan diukur dari siar muainya. Apabila terdapat sambungan pada suatu bentang, maka L merupakan penjumlahan antara bentang sebelum dan setelah sambungan. Untuk jembatan bentang tunggal, L sama dengan panjang lantai jembatan (m)

H = rata-rata tinggi kolom yang mendukung lantai jembatan pada tiap bentang jembatan untuk kepala jembatan (m).

Untuk kolom, tinggi kolom atau pilar jembatan (m).

Untuk sambungan pada bentang, rata-rata tinggi dua kolom atau pilar terdekat (m).

H = 0 untuk jembatan bentang tunggal (m).

S = kemiringan perletakan diukur dari garis normal terhadap bentangnya (mm)

3. Pembebanan *Abutment*

Analisis pembebanan pada *abutment* dilakukan dalam beberapa kondisi sebagai berikut.

a. Analisis pembebanan pada tepi bawah *pile cap*

Pada tahap analisis pembeban pada tepi bawah *pile cap* terdapat 14 tipe beban yang perlu dihitung diantaranya :

1) Berat sendiri (*MS*)

2) Beban mati tambahan (*MA*)

3) Tekanan tanah aktif (*TA*)

4) Tekanan tanah pasif (TA_{pasif})

5) Tekanan tanah akibat gempa (TA_{EQ})

6) Beban lajur “D” (*TD*)

7) Beban pejalan kaki (*TP*)

8) Beban gaya rem (*TB*)

9) Beban angin struktur (EW_S)

10) Beban angin kendaraan (EW_L)

11) Beban gempa vertikal (*EQv*)

12) Beban gempa lateral arah X (*EQx*)

13) Beban gempa lateral arah X (EQ_Y)

14) Beban akibat gesekan perletakan (*BF*)

Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa dan kombinasi daya layan. Hal ini dikarenakan tepi *pile cap* (fondasi) direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali.

b. Analisis pembebanan pada pangkal *breast wall*

Analisis pembeban pada pangkal *breast wall* mempertimbangkan 13 tipe beban sebagai berikut

1) Berat sendiri (*MS*)

2) Tekanan tanah aktif (*TA*)

3) Tekanan tanah akibat gempa (TA_{EQ})

Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa.

c. Analisis pembebanan pada pangkal *back wall*

Beban yang dihitung adalah sebagai berikut.

1) Berat sendiri (*MS*)

2) Tekanan tanah aktif (*TA*)

3) Tekanan tanah akibat gempa (TA_{EQ})

Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa.

d. Analisis pembebanan pada pangkal *wing wall*

Beban yang dihitung adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif (*TA*)

2) Tekanan tanah akibat gempa (TA_{EQ})

Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa.

e. Analisis pembebanan pada pangkal *corbel*

Corbel berfungsi sebagai dudukan *hydraulic jacking* ketika jembatan perlu untuk dilakukan pergantian *elastomer bearing* sehingga *corbel* direncanakan harus mampu menahan gaya *jacking* tersebut. Gaya *jacking* (P_{JACK}) sendiri terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan berat alat *jacking* itu sendiri. Gaya *jacking* tersebut menyebabkan adanya gaya geser pada *corbel.* Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi kuat

4. Desain Tulangan *Abutment*

Desain tulangan dilakukan pada tiap- tiap bagian *abutment* sebagai berikut.

a. *Breast wall*

Breast wall abutment diasumsikan sebagai kolom sehingga desain tulangannya dihitung menggunakan cara yang sama dengan perhitungan pada kolom. Desain tulangan pada *breast wall* mengacu pada SNI 2847 (2019) dan RSNI T-12 (2004) sebagai berikut.

1) Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar.

2) Perhitungan sifat penampang

Sifat - sifat penampang yang dihitung berupa luas penampang (A_c) momen Inersia pada sumbu lemah (I_c) dan jari- jari girasi pada sumbu lemah (r_c).

$$A_c = By \; x \; tw \tag{3.123}$$

$$I_c = \frac{1}{12} \; x \; By \; x \; tw^3 \tag{3.124}$$

$$r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \tag{3.125}$$

keterangan :

A_c = Luas penampang (m^2)

I_c = Momen Inersia pada sumbu lemah (m^4)

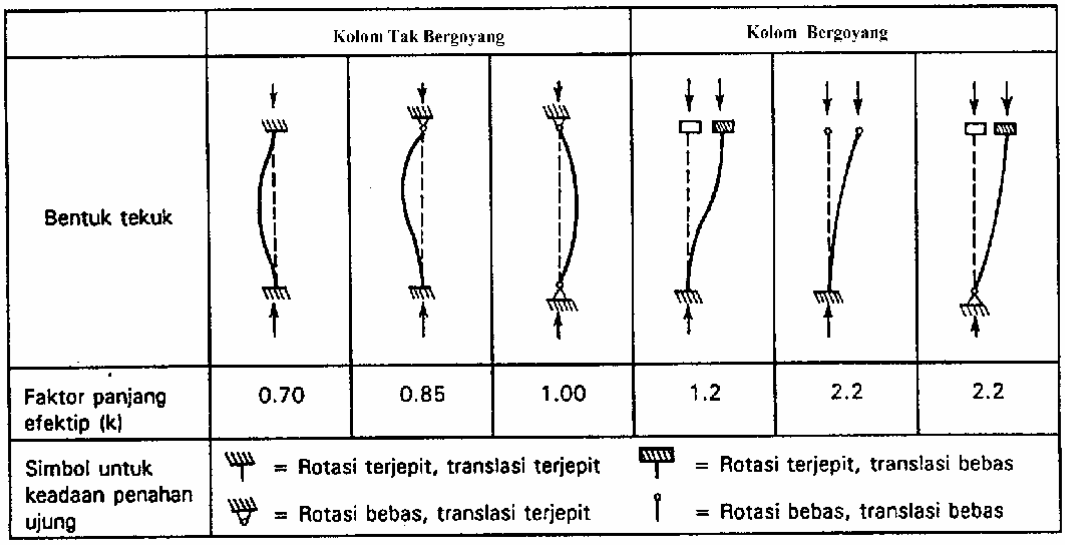
r_c = Jari- jari girasi pada sumbu lemah (m)

By = Lebar arah melintang jembatan (m)

tw = Tebal *breast wall* (m)

3) Cek nilai kelangsingan kolom

Berdasarkann RSNI T-12 (2004) faktor panjang efektif (K) ditentukan berdasarkan gambar di bawah ini.



Gambar 3.21 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : RSNI T-12,2004)

a) Kolom pendek

$$\text{Nilai kelangsingan} = \frac{KL}{r} < 22 \qquad (3.126)$$

b) kolom langsing

$$\text{Nilai kelangsingan} = \frac{KL}{r} > 22 \qquad (3.127)$$

keterangan :

K = Faktor panjang efektif

L = Tinggi *breast wall* (m)

Untuk nilai kelangsingan > 22 perlu diperhitungkan faktor pembesaran momen menggunakan ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) sebagai berikut.

$$\delta = \frac{1}{\left(1-\frac{Pu}{0{,}75\ x\ Pc}\right)} \quad (3.128)$$

dengan,

$$P_c = \frac{\pi^2\ x\ EI}{(K\ x\ L)^2} \quad (3.129)$$

$$EI = \frac{0{,}4\ x\ E_c\ x\ I_c}{1+\beta_d} \quad (3.130)$$

$$\beta_d = \frac{DL}{DL+LL} \quad (3.131)$$

keterangan :

δ = Faktor pembesar momen

Pu = Gaya tekan ultimit (kN)

Pc = Beban tekuk (kN)

EI = Kekauan lentur

β_d = Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

DL = Beban mati (kN)

LL = Beban hidup (kN)

Sehingga momen ultimit desain dihitung menggunakan rumus :

$$Md = \delta \, x \, Mu \tag{3.132}$$

keterangan :

Md = Momen ultimit desain (kNm)

Mu = Momen ultimit (kNm)

4) Desain tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok dilakukan menggunakan metode diagram ϕMn-ϕPn dengan faktor reduksi masing- masing sebesar ϕ = 0,9 untuk *Mu* dan ϕ = 0,65 untuk Pu. Berdasarkan RSNI T-12 (2004) untuk dinding dengan ketebalan lebih besar dari 200 mm, tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

5) Cek stabilitas *P*-Δ

Berdasarkan SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar baik dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\Delta Pu < 0{,}25 \phi Mn \tag{3.133}$$

dengan,

$$\Delta = R_d \, \Delta_e \tag{3.134}$$

$$\Delta_e = \frac{Mu \, x \, L^2}{EI} \tag{3.135}$$

Jika $T < 1{,}25\ T_{s,}$ maka :

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1{,}25\ T_s}{T} + \frac{1}{R} \quad (3.136)$$

Jika $T \geq 1{,}25\ T_{s,}$ maka :

$$R_d = 1 \quad (3.137)$$

keterangan :

Δ = Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar fondasi (m)

Δ_e = Perpindahan berdasarkan analisis gempa elastis (m)

E = Modulus elastisitas (kN/m^2)

I = Momen inersia penampang (m^4)

P_{EQ} = Beban gempa elastis (kN)

L = Tinggi *breast wall* (m)

T = Periode moda getar fundamental (detik)

R = Faktor modifikasi respons

Pu = Gaya tekan ultimit pada *breast wall* (kN)

ϕ = Faktor reduksi lentur (0,65)

Mn = Momen lentur nominal (kNm)

Mu = Momen ultimit desain (kNm)

6) Desain tulangan geser

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) ukuran tulangan sengkang dan spiral harus memenuhi ketentuan berikut:

Tabel 3.39 Ukuran Minimum Tulangan Sengkang

Ukuran Tulangan Arah Memanjang (mm)	Ukuran minimum tulangan sengkang dan spiral (mm)
Tulangan tunggal sampai dengan 20	6
Tulangan tunggal 24 sampai 28	10
Tulangan tunggal 32 sampai 36	12
Tulangan tunggal 40	16
Tulangan kelompok	12

Sumber : RSNI T-12 (2004)

Adapun jarak antara sengkang atau spiral diambil tidak melebihi nilai terkecil dari :

a) h_c atau 15 d_b untuk tulangan tunggal; atau

b) 0,5 h_c atau 7,5 d_b untuk tulangan kelompok;

c) 300 mm.

7) Desain tulangan pengekang

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom berikut ini harus dikekang dalam arah lateral diantaranya :

- Tulangan tunggal.
- Masing- masing tulangan sudut.
- Seluruh tulangan di mana jarak pusat ke pusat lebih dari 150 mm.

- Sekurang- kurangnya setiap tulangan yang bergantian di mana tulangan diberi jarak 150 mm atau kurang.
- Tulangan terkelompok, masing-masing kelompok.

Ketentuan di atas hanya digunakan apabila persamaan di bawah ini tidak terpenuhi.

$$Pu \leq 0{,}5\ \phi Pn \tag{3.138}$$

keterangan :

Pu = Gaya tekan ultimit (kN)

Pn = Gaya tekan nominal (kN)

ϕ = Faktor reduksi (0,65)

5. Stabilitas *Abutment*

Abutment sebagai struktur bawah yang menopang struktur atas harus direncanakan dapat bekerja secara stabil dan aman terhadap gaya guling dan gaya geser. Menurut Hardiyatmo (2018) analisis stabilitas *abutment* ditinjau terhadap hal- hal berikut ini :

- Faktor aman terhadap pergeseran harus mencukupi
- Faktor aman terhadap penggulingan harus mencukupi
- Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin tanah

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran dan penggulingan *abument* menurut Hardiyatmo (2018) dapat dilihat pada persamaan di bawah ini. Adapun perhitungan kapasitas dukung izin fondasi dapat dilihat pada bahasan selanjutnya.

1. Stabilitas terhadap pergeseran

$$SF_{gs} = \frac{\sum \text{Rh}}{\sum \text{Ph}} \tag{3.139}$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$)

$$\sum R_h = P \tan \delta_b \tag{3.140}$$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$)

$$\sum R_h = c_a B \tag{3.141}$$

Untuk tanah dengan $c > 0$ dan $\phi > 0$

$$\sum R_h = c_a B + P \tan \delta_b \tag{3.142}$$

keterangan:

$\sum R_h$ = Tahanan terhadap penggeseran

$\sum P_h$ = Jumlah gaya- gaya horizontal (kN)

P = Jumlah gaya- gaya vertikal (kN)

δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar abutment ($\delta_b = 2/3\phi$)

c_a = Adhesi antara tanah dan dasar abutment (kN/m^2)

$= a_d \, x \, c$

c = Kohesi tanah dasar (kN/m^2)

$a_{d`}$ = Faktor adhesi (1/2 - 2/3)

B = Lebar fondasi (m)

Adapun faktor aman terhadap penggeseran (SF_{gs}) minimum menurut Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) disarankan :

SF_{gs} > 1,5 untuk tanah dasar granuler

SF_{gs} > 2 untuk tanah dasar kohesif

2. Stabilitas terhadap penggulingan

$$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \tag{3.143}$$

dengan,

$$\sum M_w = P \; x \; b_1 \tag{3.144}$$

keterangan:

$\sum M_w$= Momen penahan guling (kNm)

$\sum M_{gl}$= Momen penyebab guling (kNm)

P = Jumlah gaya- gaya vertikal (kN)

B = Lebar fondasi (m)

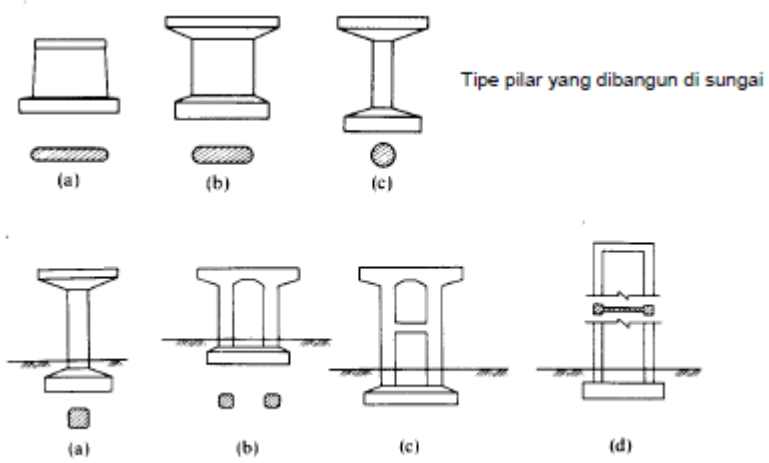
Adapun faktor aman terhadap penggulingan (SF_{gl}) minimum menurut Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) disarankan :

SF_{gl} > 1,5 untuk tanah dasar granuler

SF_{gl} > 2 untuk tanah dasar kohesif

3.8.2 Pilar

Pilar merupakan struktur bawah jembatan yang berfungi untuk menopang beban struktur atas jembatan untuk kemudian diteruskan ke fondasi. Terdapat beberapa tipe pilar yang dapat digunakan dalam perencanaan jembatan seperti yang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.22 Tipe- Tipe Pilar Jembatan

(Sumber : Robby, 2019)

Pilar sebagai struktur bawah yang menopang struktur atas harus direncanakan dapat bekerja secara stabil dan aman terhadap gaya guling dan gaya geser. Adapun perhitungan stabilitas menurut Hardiyatmo (2014) adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas terhadap pergeseran

$$SF_{gs} = \frac{\sum \mathrm{Rh}}{\sum \mathrm{Ph}} \qquad (3.145)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$)

$$\sum R_h = P \tan \delta_b \quad (3.146)$$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$)

$$\sum R_h = c_a B \quad (3.147)$$

Untuk tanah dengan $c > 0$ dan $\phi > 0$

$$\sum R_h = c_a B + P \tan \delta_b \quad (3.148)$$

keterangan:

$\sum R_h$ = Tahanan terhadap penggeseran

$\sum P_h$ = Jumlah gaya- gaya horizontal (kN)

P = Jumlah gaya- gaya vertikal (kN)

δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar pilar ($\delta_b = 2/3\phi$)

c_a = Adhesi antara tanah dan dasar pilar (kN/m^2)

$= a_d \, x \, c$

c = Kohesi tanah dasar (kN/m^2)

$a_{d`}$ = Faktor adhesi (1/2 - 2/3)

B = Lebar fondasi (m)

Adapun faktor aman terhadap penggeseran (SF_{gs}) minimum menurut Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) disarankan :

$SF_{gs} > 1{,}5$ untuk tanah dasar granuler

$SF_{gs} > 2$ untuk tanah dasar kohesif

2. Stabilitas terhadap penggulingan

$$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \quad (3.149)$$

dengan,

$$\sum M_w = P \; x \; b_1 \quad (3.150)$$

keterangan:

$\sum M_w$= Momen penahan guling (kNm)

$\sum M_{gl}$= Momen penyebab guling (kNm)

P = Jumlah gaya- gaya vertikal (kN)

B = Lebar fondasi (m)

b_1 = Jarak titik guling terhadap pusat fondasi (m)

Adapun faktor aman terhadap penggulingan (SF_{gl}) minimum menurut Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) disarankan :

$SF_{gl} > 1{,}5$ untuk tanah dasar granuler

$SF_{gl} > 2$ untuk tanah dasar kohesif

3.8.3 Fondasi

Hardiyatmo (2018) menyatakan bahwa fondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada dibawahnya.

1. Klasifikasi Fondasi

Terdapat dua klasifikasi fondasi yakni pondasi dangkal dan fondasi dalam. Peck dkk (1953) dalam Hardiyatmo (2018) Membedakan fondasi dalam dengan fondasi dangkal dari nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B).

a. Untuk fondasi dalam

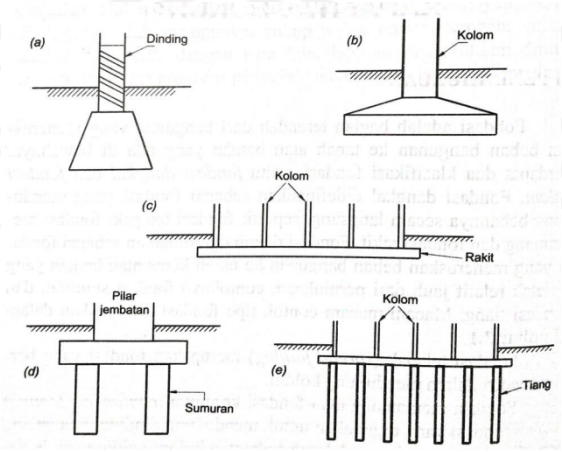
$$Df/B > 4 \quad (3.151)$$

b. Untuk fondasi dangkal

$$Df/B \leq 1 \quad (3.152)$$

Fondasi dangkal adalah fondasi yang mendukung bebannya secara langsung seperti: fondasi telapak, fondasi memanjang dan fondasi rakit. Sedangkan fondasi dalam adalah fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau Batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya fondasi sumuran dan fondasi tiang. (Hardiyatmo, 2018).

Adapun tipe- tipe fondasi dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.23 Tipe- Tipe fondasi

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

2. Perencanaan Fondasi

Hardiyatmo (2018) memberikan langkah- langkah dalam merencanakan fondasi sebagai berikut.

a. Menentukan jumlah beban efektif yang akan ditransfer ke tanah di bawah fondasi. Untuk perencanaan tulangan, perlu ditentukan besarnya beban mati dan beban hidup dan beban beban tersebut harus dikalikan faktor faktor pengaruh tertentu menurut peraturan yang berlaku.

b. Menentukan nilai kapasitas dukung ijin (q_a). Luas dasar fondasi, secara pendekatan ditentukan dari membagi jumlah beban efektif dengan kapasitas dukung ijin (q_a).

c. Didasarkan pada tekanan yang terjadi pada dasar fondasi, dapat dilakukan perancangan struktur dari fondasinya, yaitu dengan menghitung momen-momen lentur dan gaya-gaya geser yang terjadi.

3. Fondasi Tiang Bor

Jenis fondasi yang akan digunakan pada perencanaan Jembatan Kiringan adalah fondasi tiang bor. Menurut Hardiyatmo (2018) fondasi tiang bor merupakan jenis fondasi dalam yang dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu kemudian dimasukkan tulangan yang telah dirancang lalu dicor beton. Nama- nama lain dari tiang bor adalah :

a. Sumuran bor (*drilled shaft*)

b. Kaison (*caisson*)

c. Kaison bor (*drilled caisson*)

d. *Pier*

e. *Drilled pier / bored pile*

Di Indonesia sendiri tiang bor yang tidak begitu dalam disebut sebagai fondasi sumuran.

4. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Bor

Menurut Hardiyatmo (2018) analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dari struktur atas yang dipikulnya. Secara umum kapasitas dukung pada fondasi dalam dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{3.153}$$

dengan,

$$Q_p = A_p \, x \, f_p \tag{3.154}$$

$$Q_s = A_s \, x \, f_s \tag{3.155}$$

keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang bor (kN)

Q_p = Tahanan ujung ultimit tiang bor (kN)

Q_s = Tahanan gesek ultimit tiang bor (kN)

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

A_s = Luas selimut tiang bor (m^2)

f_p = Tahan ujung per satuan luas (kN/m^2)

f_s = Tahan gesek per satuan luas (kN/m^2)

Data tanah yang diperoleh pada perencanaan Jembatan Kiringan menunjukkan bahwa tanah terdiri dari beberapa jenis tanah campuran yakni pasir berlempung berlanau dan pasir berlanau. Hal ini menjadikan tanah memiliki komponen c dan ϕ sehingga kapasitas dukung harus ditinjau berdasarkan kedua kondisi tersebut. Terdapat beberapa teori dalam menentukan nilai f_p dan f_s sebagai berikut.

a. Tiang bor pada tanah granuler

Dari beberapa referensi yang penulis peroleh, diambil beberapa teori sebagai berikut.

1) Metode Reese dan Wright (1977)

a) Tahanan ujung per satuan luas

i. Untuk $N \leq 60$

$$f_p = 2/3\ N \text{ (tsf)} \quad (3.156)$$

ii. Untuk $N > 60$

$$f_p = 40 \text{ (tsf)} \quad (3.157)$$

b) Tahanan gesek per satuan luas

i. Untuk $N \leq 53$

$$f_s = N/34 \text{ (tsf)} \quad (3.158)$$

ii. Untuk $53 < N \leq 100$

$$f_s = \frac{(N-53)}{450} + 1{,}6 \text{ (tsf)} \leq 1{,}7 \text{ tsf} \quad (3.159)$$

keterangan :

N = Nilai N-SPT

tsf = 105,6 kN/m^2

2) Metode O'Neil dan Reese (1989)

a) Tahanan ujung per satuan luas

$$f_p = 0{,}6\ \sigma_r N_{60} \quad (3.160)$$

b) Tahanan gesek per satuan luas

$$f_s = \beta\ L\ \gamma s \quad (3.161)$$

dengan nilai β = 0,25 berdasarkan ketentuan Reese dkk (2006) dalam Hardiyatmo (2016).

keterangan :

N_{60} = N-SPT terkoreksi

L = Panjang tiang (m)

γs = Berat volume tanah (kN/m^3)

σ_r = Tegangan referensi (100 kN/m^2)

b. Tiang bor pada tanah lempung

Dari beberapa referensi yang penulis peroleh, diambil Metode Skempton

(1966) dalam Hardiyatmo (2018) sebagai berikut.

1) Tahanan ujung per satuan luas

$$f_p = \mu\, c\, N_c \tag{3.162}$$

2) Tahanan geser per satuan luas

$$f_s = \alpha\, c \tag{3.163}$$

keterangan :

μ = Faktor koreksi (μ = 0,8 untuk d < 1m dan μ = 0,75 untuk d > 1m)

d = Diameter tiang bor (m)

c = Kohesi tanah di bawah tiang bor (kN/m^2)

N_c = Faktor kapasitas dukung (N_c = 9)

α = Faktor adhesi (α = 0,45)

Skempton (1986) dalam Hardiyatmo (2018) memberikan persamaan dalam mengoreksi nilai *N*-SPT sebagai berikut.

$$N_{60} = \frac{1}{0{,}6}\ E_f C_b C_s C_r N \tag{3.164}$$

keterangan :

N_{60} = *N*-SPT terkoreksi

E_f = Efisiensi pemukul

C_b = Koreksi diameter lubang bor

C_s = Koreksi tipe tabung *sampler* SPT

C_r = Koreksi untuk panjang batang bor

N = Nilai N-SPT hasil uji di lapangan

Adapun nilai paramater- parameter pada persamaan di atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 3.40 Efisiensi Pemukul (E_f)

Negara	Tipe Pemukul	Efisiensi Pemukul (E_f)
Argentina	Donat	0,45
Brazil	*Pin weight*	0,72
China	Otomatis	0,6
Columbia	Donat	0,5
Jepang	Donat	0,78-0,85
Inggris	Otomatis	0,73
Amerika	Donat	0,55-0,6
Venezuela	Donat	0,43

(Sumber : Clayton (1990) dalam Hardiyatmo, 2018)

Tabel 3.41 Faktor Koreksi SPT

Fakto Koreksi	Variasi Alat	Nilai Koreksi
Diameter lubang bor (C_b)	65-115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Tipe tabung *sampler* (C_s)	Standar	1,00
	Tanpa *liner*	1,20
Panjang batang bor (C_r)	3-4 m	0,75
	4-6 m	0,85
	6-10 m	0,95
	> 10 m	1,00

(Sumber : Clayton (1990) dalam Hardiyatmo, 2018)

5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Fondasi dalam umumnya direncanakan menggunakan beberapa tiang dimana kapasitas dukung tiang tunggal tidak selalu sama dengan kapasitas dukung kelompok tiang. Menurut Hardiyatmo (2018) kapasitas dukung ultimit kelompok tiang ditentukan menggunakan persamaan berikut ini.

$$Q_g = E_g \, x \, n \, x \, Q_u \tag{3.165}$$

Nilai E_g disarankan oleh *Converse-Laberre formula* sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \, \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \tag{3.166}$$

dengan

$$\theta = tan^{-1} \, \frac{D}{s} \tag{3.167}$$

keterangan :

Q_g = Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang (kN)

E_g = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang dalam kelompok

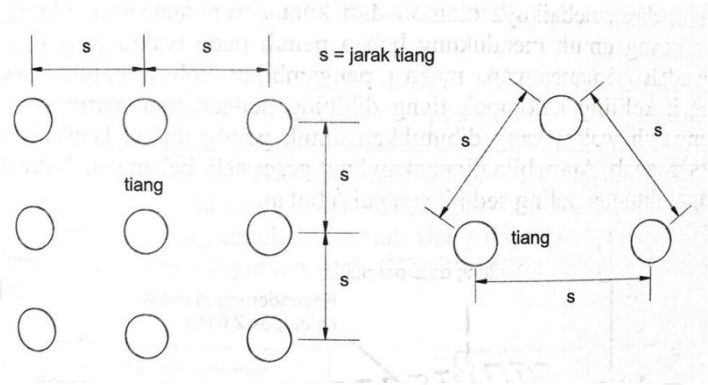
Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

m = Jumlah baris tiang

n' = Jumlah tiang dalam satu baris

s = Jarak as ke as tiang (m)

D = Diameter tiang (m)



Gambar 3.24 Definisi Jarak *S* Dalam Perhitungan Efisiensi Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

6. Kapasitas Dukung Izin

a) Menurut kekuatan bahan

Berdasarkan SNI 2847 (2019) batasan tegangan tekan izin beton ditentukan sebagai berikut.

$$fc = 0{,}45\, fc' \tag{3.168}$$

b) Menurut kekuatan tanah

Menurut Hardiyatmo (2018), kapasitas dukung izin ditentukan dengan membagi kapasitas dukung ultimit dengan faktor aman yang sesuai.

$$\sigma_{izin} = \frac{Qu}{SF} \tag{3.169}$$

keterangan :

σ_{izin} = Kapasitas dukung izin (kN)

Q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN)

SF = Faktor aman

Adapun nilai *SF* menurut Hardiyatmo (2018) ditentukan sebagai berikut.

SF = 2 untuk beban- beban yang bersifat sementara.

SF < 3 untuk kombiasi beban permanen dan beban sementara.

SF = 3 (disarankan) untuk menanggulangi ketidak-beraturan variasi kondisi tanah dasar.

7. Perhitungan Beban pada Kelompok Tiang

Reaksi tiang pada suatu kelompok tiang dalam menerima beban tidaklah sama. Menurut Hardiyatmo (2018) jika momen bekerja di kedua arah, beban aksial satu tiang pada suatu kelompok tiang dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \, x \, xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \, x \, yi}{\sum y^2} \quad (3.170)$$

keterangan :

P_i = Beban aksial pada tiang ke-*i* (kN)

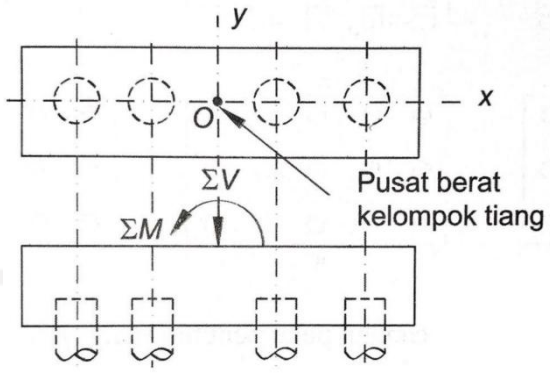
n = Jumlah tiang

x,y = Jarak tiang terhadap sumbu x dan y

P = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang (kN)

Mx = Momen pada sumbu x

My = Momen pada sumbu y



Gambar 3.25 Perhitungan Beban pada Kelompok Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.8.4 *Pile Cap*

Pile cap atau disebut juga sebagai kepala tiang sejatinya merupakan bagian dari struktur bawah seperti *abutment* dan pilar. Hanya saja *pile cap* perlu dibahas secara terpisah mengingat fungsinya yang cukup penting. Menurut Hardiyatmo (2018) *pile cap* berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang- tiang fondasi,

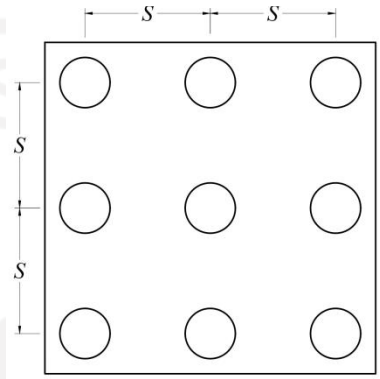
Adapun Jarak minimum tiang dapat dilihat pada tabe di bawah ini.

Tabel 3.42 Jarak Minimum Fondasi Tiang

Fungsi Tiang	**Jarak as- as minimum, *S* (m)**
Tiang dukung ujung dalam lapisan keras	2-2,5*d*
Tiang dukung ujung pada batuan keras	2*d*
Tiang gesek	3-5*d*
d = diameter tiang (m)	

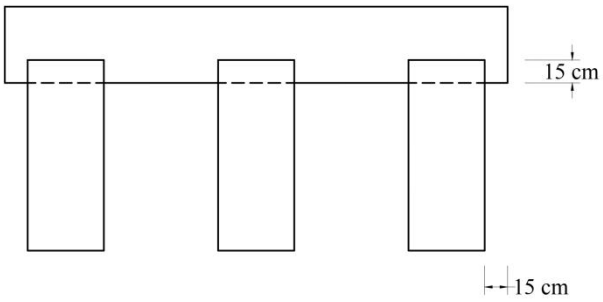
(Sumber : Teng (1962) dalam Hardiyatmo, 2018)

Jarak minimum tiang terluar dengan pinggiran *pile cap* menurut Hardiyatmo (2018) diambil 10- 15 cm. Umumnya ujung atas tiang tertancap minimum sepanjang 15 cm pada pelat *pile cap* seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.26 Jarak Antar Fondasi Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)



Gambar 3.27 Jarak Minimum Tiang Terluar

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.10 Korelasi Nilai SPT dengan Parameter Tanah

Data tanah yang diperoleh di lapangan perlu dikorelasikan dengan parameter-parameter tanah agar dapat digunakan untuk perhitungan. Adapaun data yang diperoleh adalah berupa data N-SPT. Berikut ini merupakan korelasi antara nilai N-SPT dengan parameter- parameter tanah.

Tabel 3.43 Hubungan Nilai SPT terhadap Kohesi (c_u)

Jenis Tanah	Nilai N-SPT	Nilai kohesi (c_u)
Tanah Lempung	N < 2	0-12 kPa
	N = 2 – 5	12-25 kPa
	N = 5 – 10	25-50 kPa
	N = 10 – 20	50-100 kPa
	N = 20 – 40	100-200 kPa
	N > 40	> 200 kPa

Sumber : Look (2007)

Tabel 3.44 Hubungan Nilai SPT terhadap Sudut Geser Dalam (ϕ)

Nilai N-SPT	Sudut Geser Dalam (^{0})
N < 4	$\phi < 28^0$
N = 4 – 10	$\phi = 28\text{-}30^0$
N = 10 – 30	$\phi = 30\text{-}40^0$
N = 30 – 50	$\phi = 40\text{-}45^0$
N > 50	$\phi = 45\text{-}50^0$
N < 4	$\phi < 28^0$

Sumber : Look (2007)

Tabel 3.45 Hubungan Jenis Tanah terhadap Berat Volume Tanah (γ_d)

Jenis Tanah	Berat Volume Tanah (kN/m3)
Pasir seragam, tidak padat	18,9
Pasir seragam, padat	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	21,6
Lempung lunak sedikit organik	15,8

Sumber : Hardiyatmo (2017)

3.11 Analisis Struktur Atas Jembatan Berdasarkan Metode LRFD

Terdapat dua metode yang umum digunakan dalam perencanaan struktur baja yakni metode *allowable stress design* (ASD) dan metode LRFD. Adapun pada perencanaan jembatan Kiringan, struktur rangka baja dirancang menggunakan metode LRFD. Menurut Setiawan (2008) dalam Robby (2019), metode LRFD didasarkan pada ilmu probabilitas, sehingga dapat mengantisipasi segala ketidak pastian dari material maupun beban. Suatu struktur apabila kekuatan komponenannya lebih besar dibanding dengan beban yang dipikul maka dapat dikatan struktur tersebut aman atau dapat dirumuskan dengan persamaan berikut.

$$\Phi Rn \geq \Sigma\gamma i.Qi \tag{3.171}$$

keterangan :

Rn : Tahanan nominal

Φ : Faktor Tahanan

Qi : Beban (beban angin, beban mati, beban hidup, gempa, dan lain-lain)

γi : Faktor beban

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Tahapan dalam penelitian ini diawali dari penemuan sebuah masalah, peninjauan, disertai survei data yang berkaitan dengan jembatan yang akan direncanakan. Data- data tersebut kemudian dijadikan sebagai bahan dalam proses analisis struktur. Kemudian dilakukan pembahasan sampai pada penarikan kesimpulan dari desain yang telah direncanakan.

4.2 Data Teknis

Adapun data- data yang telah didapatkan adalah sebagai berikut.

4.2.1 Lokasi Jembatan

Jembatan kiringan terletak diantara Dusun Pelemadu, Desa Sriharjo dan Dusun Kiringan, Desa Canden, Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta.



Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Kiringan

(Sumber: Google Earth)

4.2.2 Teknik Pengumpulan Data

Dalam hal ini penulis melakukan pengambilan berupa data sekunder yang diperoleh dari PT. Telaga Pasir Kuta. Adapun data yang diperoleh adalah sebagai berikut.

1. Data topografi (terlampir)

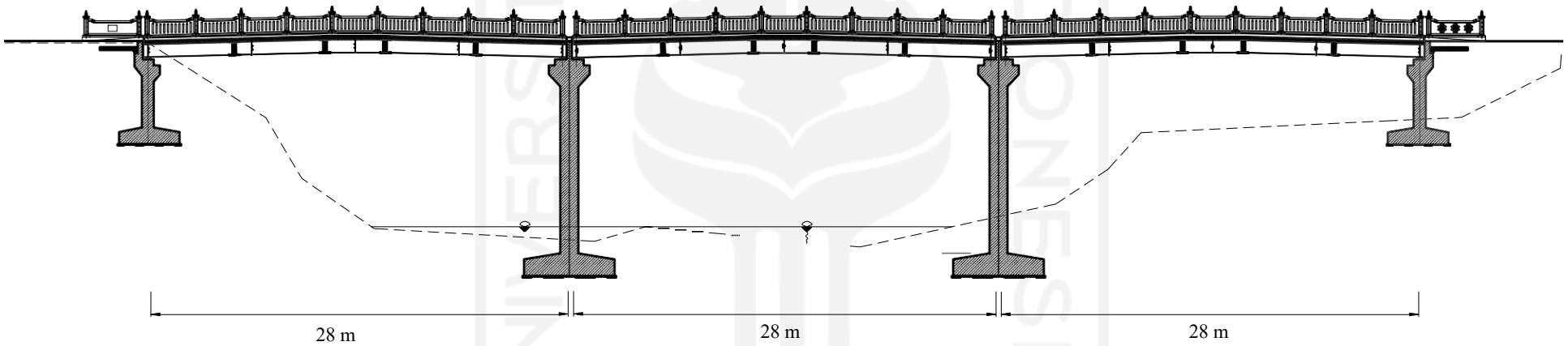
2. Data penyelidikan tanah (terlampir)

4.2.3 Data Existing Jembatan Kiringan

Adapun data existing Jembatan Kiringan adalah sebagai berikut.

Tipe struktur jembatan	:	Komposit
Kelas Jembatan	:	B
Panjang total bentang jembatan desain	:	84 m
Panjang satu bentang kotor	:	28

Jumlah bentang	:	3
Lebar perkerasan	:	5,5 m
Lebar total jembatan	:	8 m
Lebar trotoar	:	0,75 m
Jumlah lajur	:	2
Jumlah pilar	:	2
Jumlah abutment	:	2

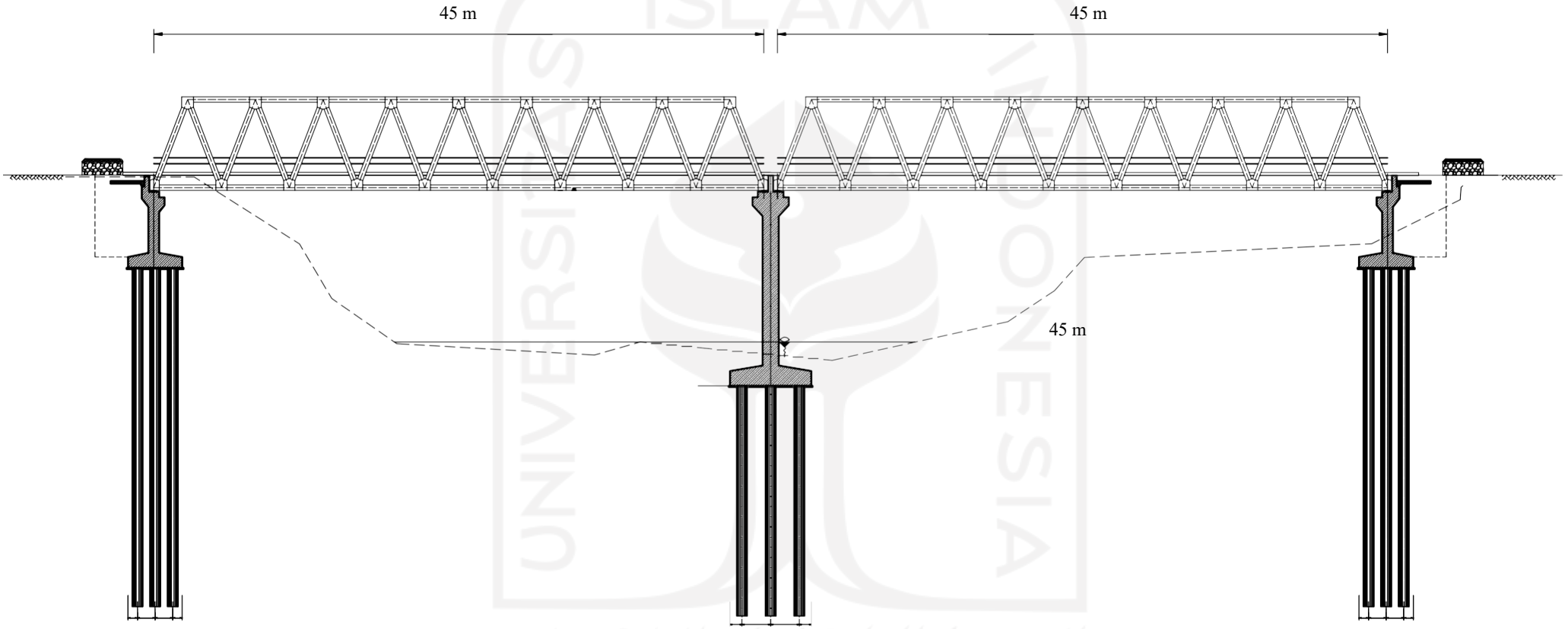


Gambar 4.2 Existing Jembatan Kiringan

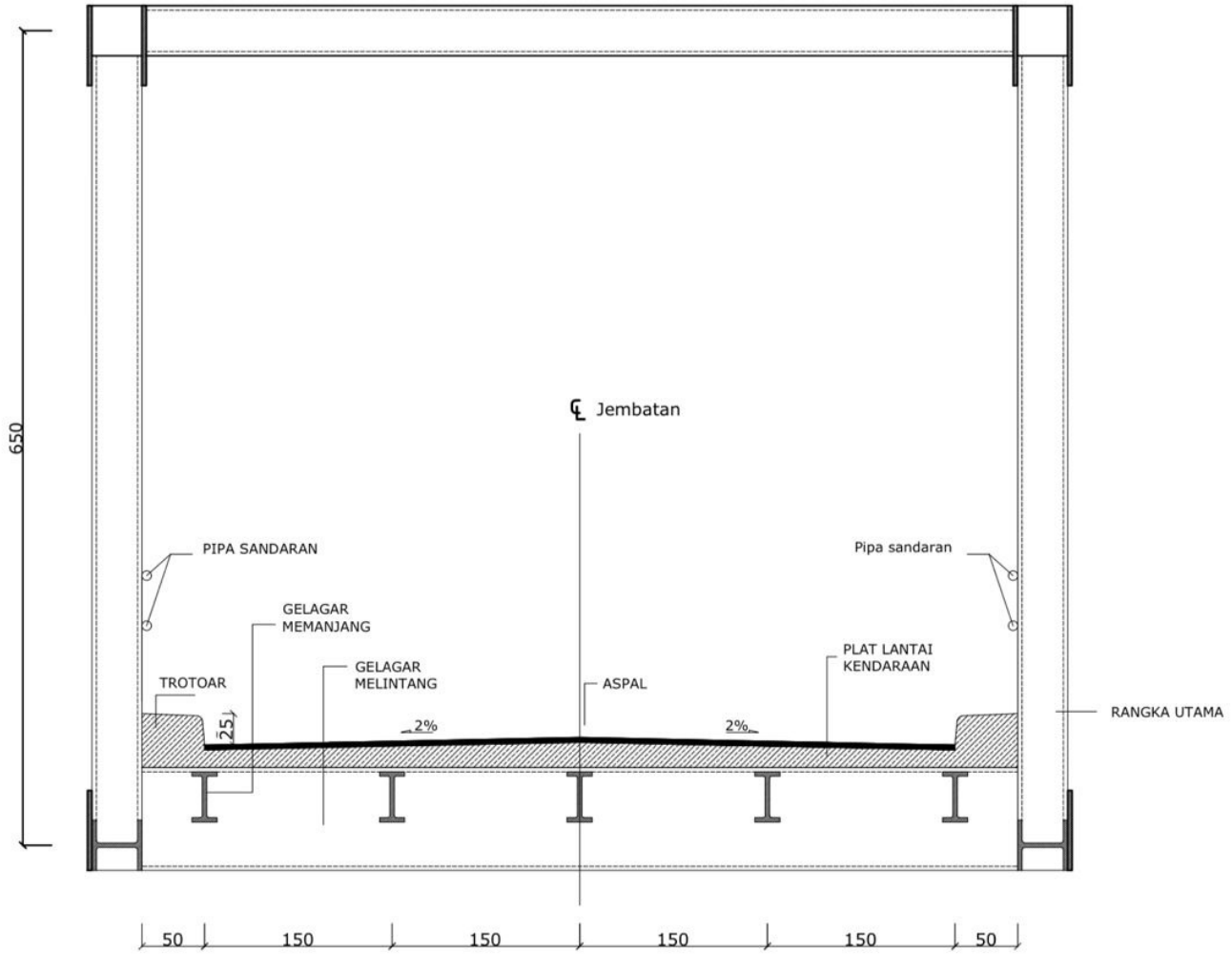
4.2.4 Pre Eleminary Desain Jembatan

Adapun pre eleminary desain Jembatan Kiringan adalah sebagai berikut.

Tipe struktur jembatan	:	Rangka baja tipe *warren*
Kelas Jembatan	:	B
Panjang total bentang jembatan desain	:	90 m
Panjang satu bentang kotor	:	45
Jumlah bentang	:	2
Lebar perkerasan	:	6 m
Lebar total jembatan	:	7 m
Lebar trotoar	:	0,9 m
Jumlah lajur	:	2
Jumlah pilar	:	1
Jumlah *abutment*	:	2
Jarak antar gelagar melintang	:	5 m
Jarak antar gelagar memanjang	:	1,5 m
Tinggi rangka jembatan	:	6,5 m
Tebal plat lantai	:	0,25 m



Gambar 4.3 Preliminary Desain Jembatan Kiringan

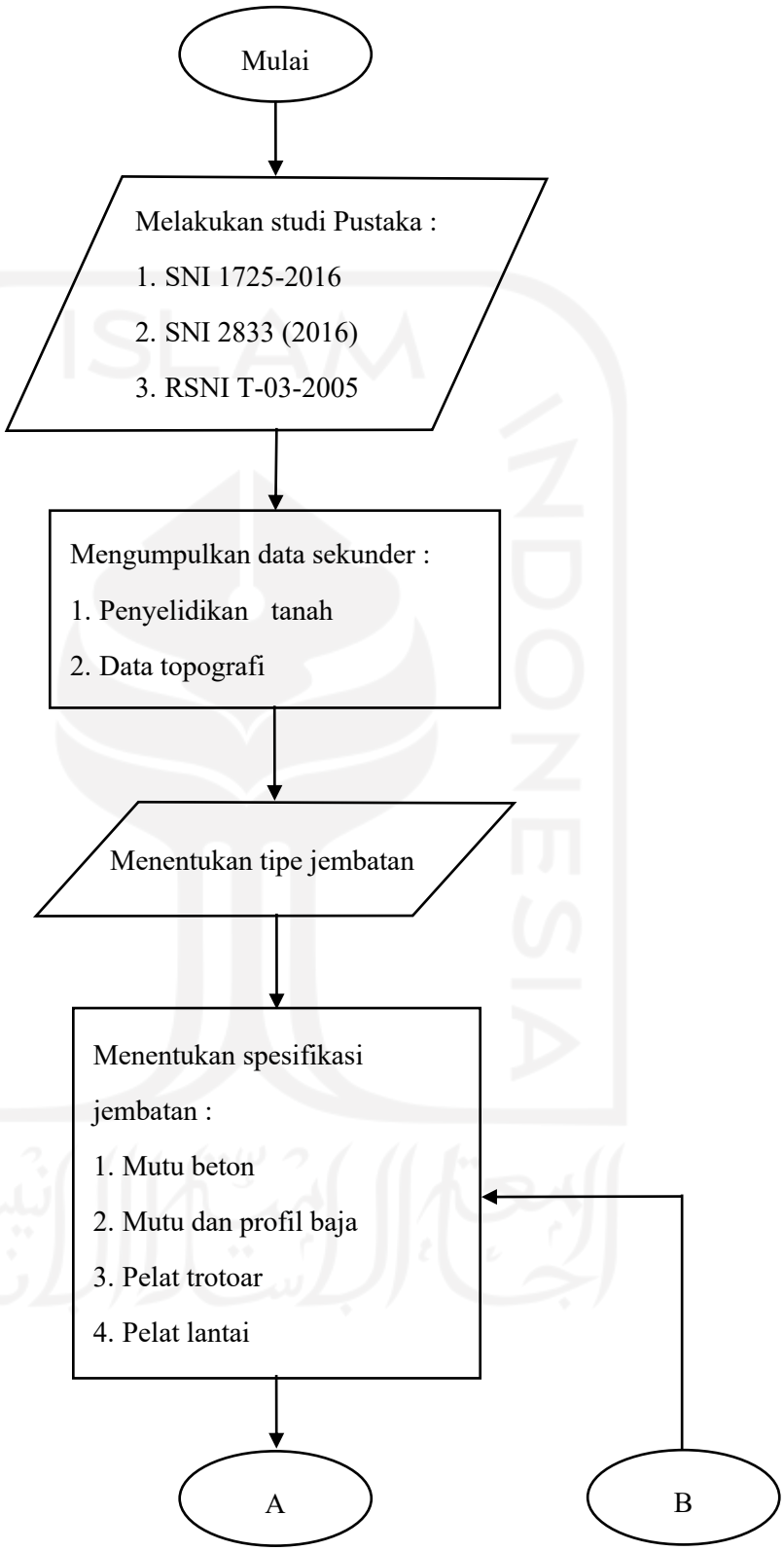


Gambar 4.4 Potongan Melintang Jembatan

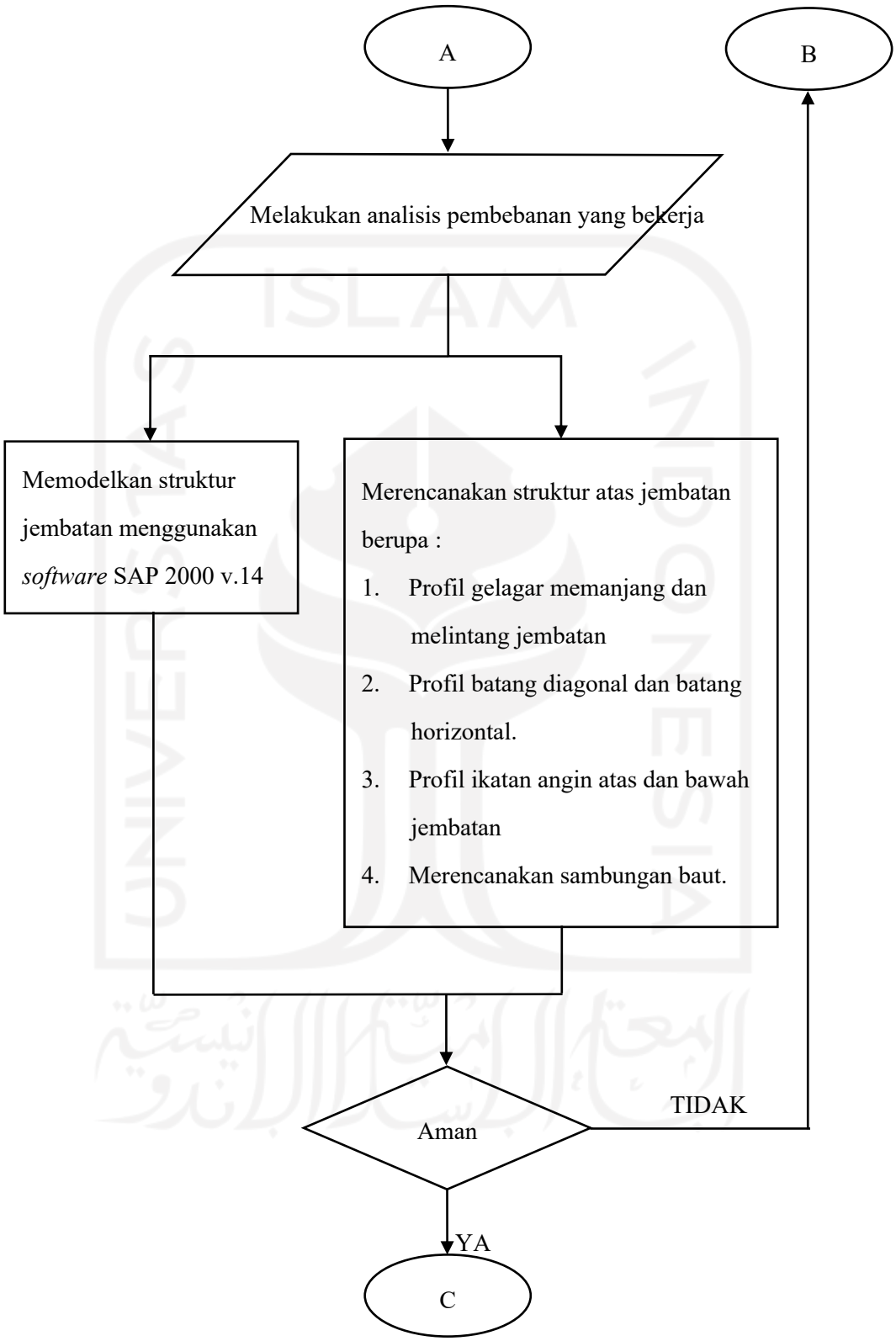
4.3 Tahap Perencanaan

Adapun bagan alir (*flow chart)* dan tahapan perencanaan Jembatan Kiringan adalah sebagai berikut.

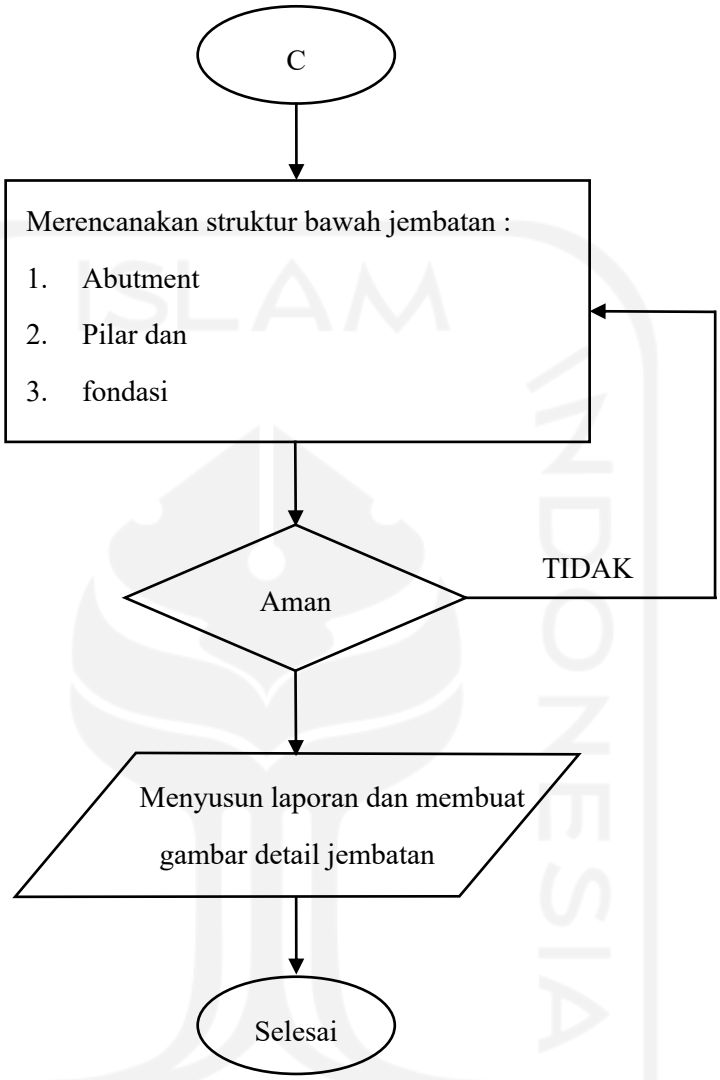
1. Melakukan survei data berupa topografi dan penyelidikan tanah setempat.
2. Menggambar desain awal berupa tipe struktur dan dimensi jembatan.
3. Menentukan spesifikasi jembatan.
4. Menghitung semua beban yang bekerja berdasarkan SNI 1725 (2016) dan RSNI T-02-2005.
5. Memodelkan dan melakukan analisis struktur menggunakan SAP 2000 v.14.
6. Merencanakan bagian- bagian struktur atas jembatan yang terdiri dari :
   a. Gelagar memanjang
   b. Gelagar melintang
   c. Ikatan angin atas dan bawah
   d. Batang diagonal dan batang horizontal.
7. Merencanakan sambungan baut pada setiap elemen struktur atas jembatan.
8. Merencanakan struktur bawah jembatan yang terdiri dari :
   a. *Abutment*
   b. Pilar dan
   c. fondasi
9. Menyusun dan menggambar detail hasil rancangan.



Gambar 4.5 Bagan Alur Penelitian



Lanjutan Gambar 4.5 Bagan Alur Penelitian

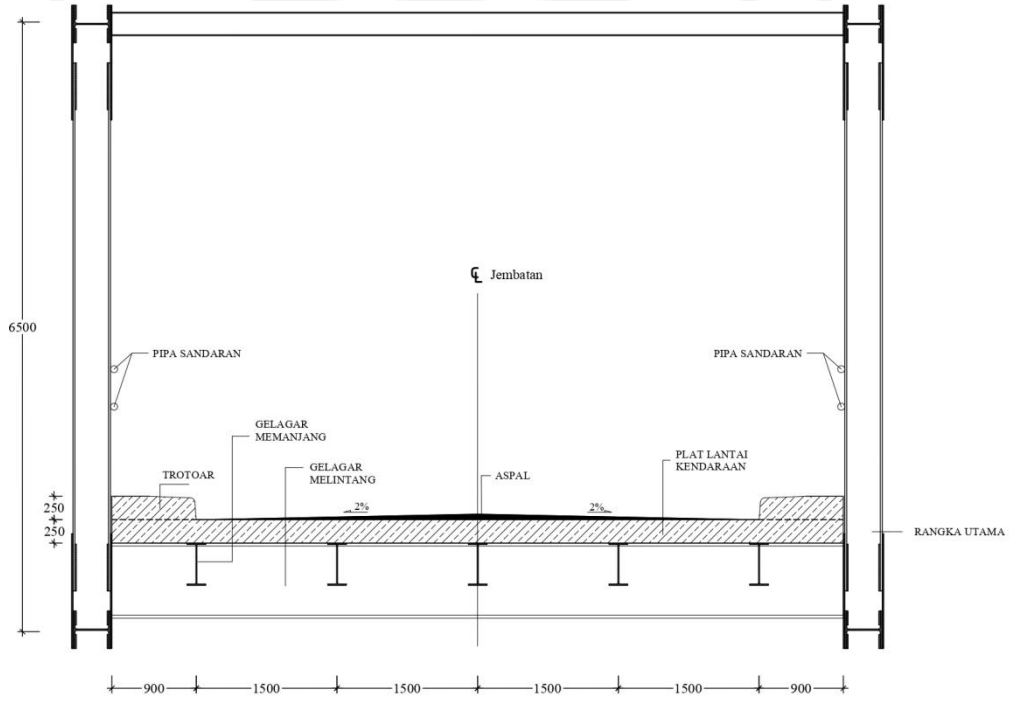


Lanjutan Gambar 4.5 Bagan Alur Penelitian

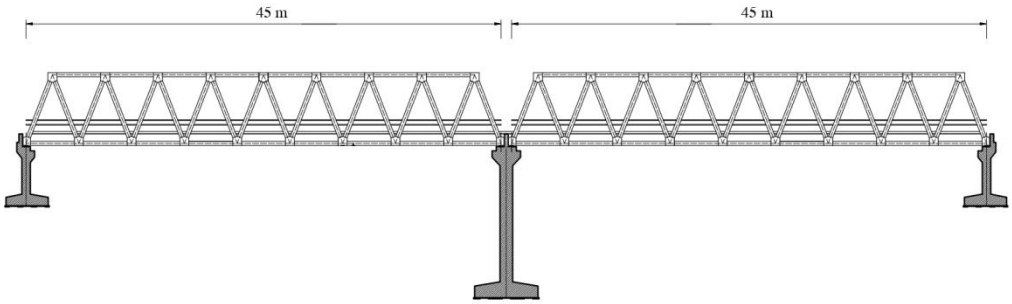
BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan bagian struktur yang pertama kali menerima beban untuk kemudian disalurkan ke struktur bawah jembatan. Adapun perhitungan perencanaan bangunan atas jembatan meliputi perencanaan trotoar, pelat lantai, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka utama dan ikatan angin. Adapun gambar struktur atas jembatan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



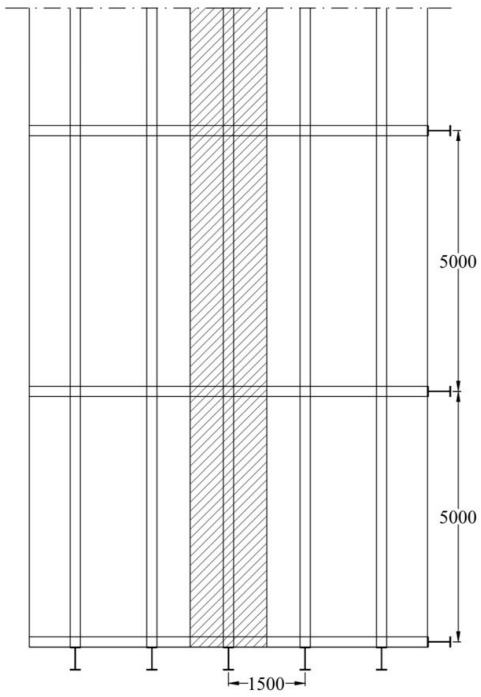
Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Jembatan

5.1.1 Trotoar dan Pelat Lantai

Pelat lantai pada jembatan direncanakan dapat menahan beban yang bekerja seperti beban sendiri, beban mati tambahan, beban truk "T", dan beban pejalan kaki pada trotoar. Pelat lantai direncanakan sebagai pelat satu arah berdasarkan perhitungan berikut.



Gambar 5.3 Pelat Lantai

Ly = 5000 mm

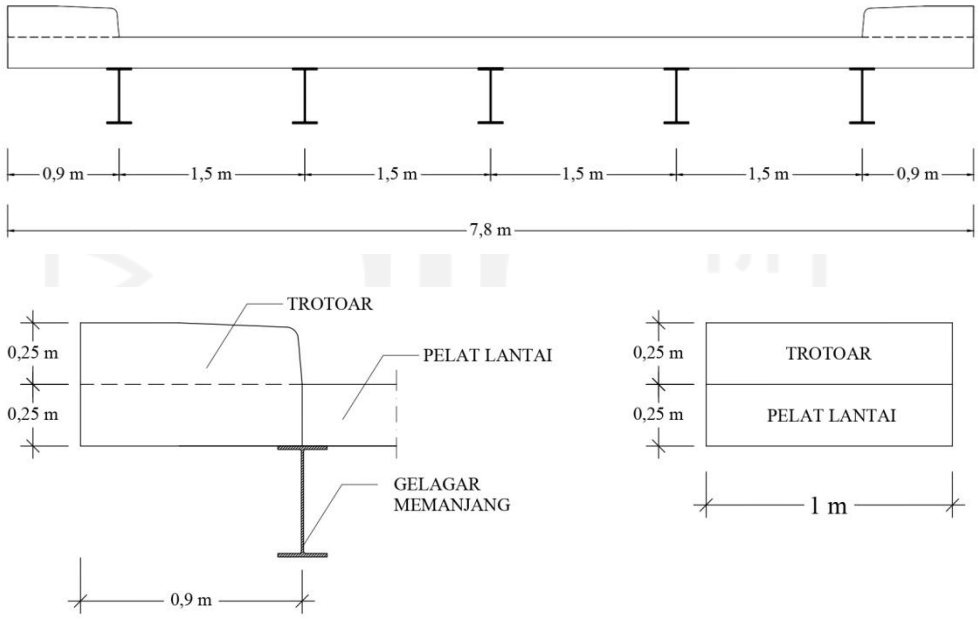
Lx = 1500 mm

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{5000}{1500}$

= 3,33 > 2 (PELAT SATU ARAH)

Adapun perencanaan trotoar dan pelat lantai dapat dilihat pada langkah-langkah di bawah.

1. Data perencanaan trotoar dan pelat lantai



Gambar 5.4 Dimensi Trotoar

Berikut data yang digunakan untuk perencanaan trotoar dan pelat lantai.

a. Kuat tekan beton (fc') = 30 MPa

b. Tebal trotoar (h_1) = 0,25 m

c. Tebal pelat lantai (h_2) = 0,25 m

d. Tebal aspal (h_3) = 0,05 m

e. Tebal air hujan (h_4) = 0,05 m

f. Lebar trotoar (b) = 0,9 m

g. Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m^3

h. Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m^3

i. Berat jenis air (γ_W) = 10 kN/m^3

j. Panjang segmen (L) = 1 m

2. Pembebanan

a. Berat sendiri *(MS)*

1) Berat sendiri trotoar

$Q_{trotoar} = \gamma_c \text{ x } l \text{ x } h_1$

$= 24 \text{ x } 1 \text{ x } 0{,}25$

$= 6$ kN/m

2) Berat sendiri pelat

$Q_{pelat} = \gamma_c \text{ x } l \text{ x } h_2$

$= 24 \text{ x } 1 \text{ x } 0{,}25$

$= 6$ kN/m

b. Berat mati tambahan *(MA)*

1) Berat aspal

$Q_{aspal} = \gamma_a \text{ x } l \text{ x } h_3$

= 22 x 1 x 0,05

= 1,1 kN/m

2) Berat sendiri air hujan

$Q_{air\ hujan} = \gamma_w$ x l x h_4

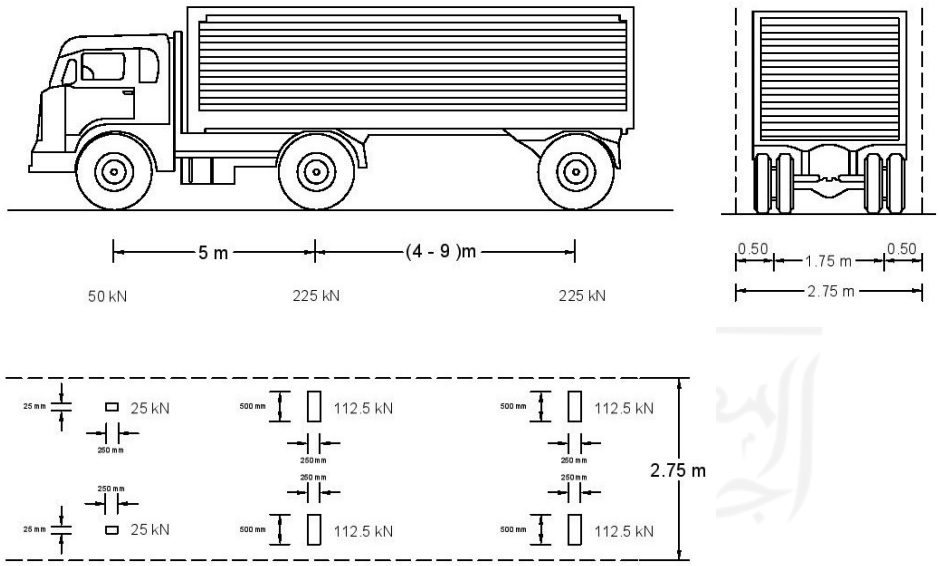
= 10 x 1 x 0,05

= 0,5 kN/m

c. Beban truk "T" *(TT)*

Berat total gandar T = 500 kN

Faktor beban dinamis (*FBD)* = 30%



Gambar 5.5 Pembebanan Truk "T"

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Dengan distribusi beban truk gandar sebagai berikut :

Beban gandar depan, TR_1 = 50 kN

Beban gandar tengah, TR_2 = 225 kN

Beban gandar belakang, TR_3 = 225 kN

Beban 1 roda depan = 25 kN

Beban 1 roda tengah = 112,5 kN

Beban 1 roda belakang = 112,5 kN

Diambil beban terbesar yakni roda tengah dan roda belakang sebesar :

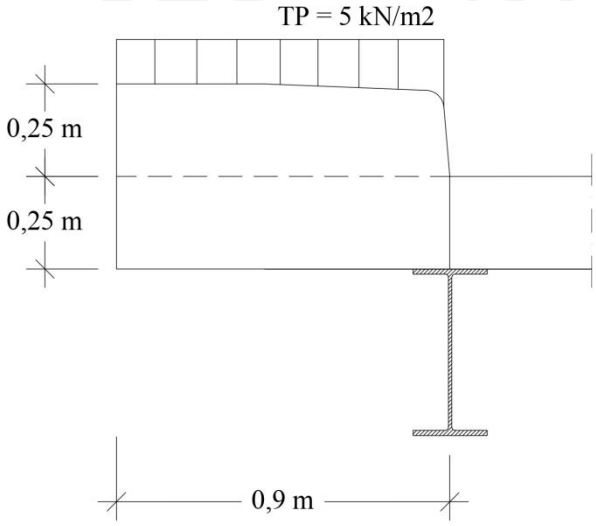
P = 112,5 kN.

$P_{TT} = P \, x \, FBD$

= 112,5 x 1,3

= 146,25 kN

d. Beban pejalan kaki *(TP)*



Gambar 5.6 Beban Pejalan Kaki

Beban (q) = 5 kN/m^2

Panjang segmen (l) = 1 m

Berat sendiri pejalan kaki

$Q_{TP} = q$ x L

= 5 x 1

= 5 kN

e. Rekapitulasi beban pelat lantai

Faktor beban mati sendiri beton (γ^U_{MS}) = 1,3

Faktor beban mati tambahan (γ^U_{MA}) = 2

Faktor beban truk untuk baja (γ^U_{TT}) = 2

Faktor beban pejalan kaki(γ^U_{TP}) = 1,4

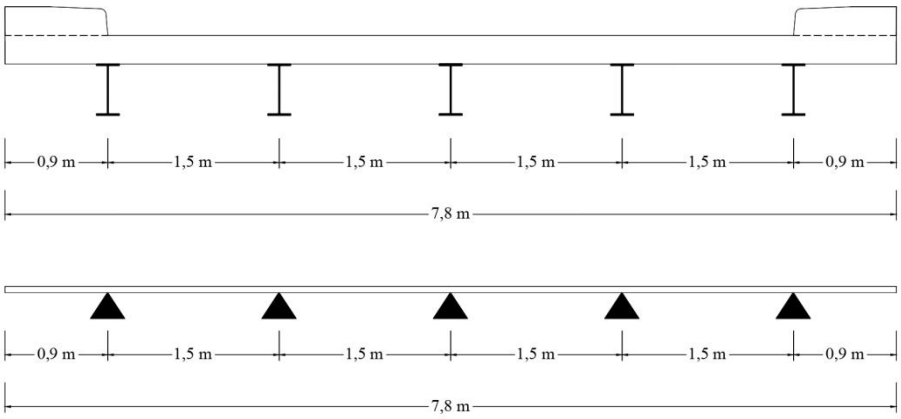
Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai Kendaraan

Jenis	**Beban**	**Q (kN/m)**	**Faktor Beban**	**Qu (kN/m)**
MS	Pelat lantai	6	1,3	7,8
	Trotoar	6	1,3	7,8
MA	Berat asphalt	1,1	2	2,2
	Berat air	0,5	2	1
TP	Beban pejalan kaki	5	1,4	7
Jenis	**Beban**	**P (kN)**	**Faktor Beban**	**Pu (kN)**
TT	Beban truk	146,25	2	292,5

Dari tabel di atas, beban yang bekerja akan dianalisis menggunakan SAP2000 dengan penjelasan sebagai berikut.

- Beban mati sendiri pelat lantai diletakkan sepanjang lebar jembatan (7,8 m) dengan beban 7,8 kN/m sebagai beban merata .
- Beban mati sendiri trotoar diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 7,8 kN/m sebagai beban merata.
- Beban mati tambahan asphalt diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 6 m sebesar 2,2 kN/m sebagai beban merata.
- Beban mati tambahan air diletakkan sepanjang lebar jembatan (7,8 m) sebesar 1 kN/m sebagai beban merata.
- Beban pejalan kaki diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 7 kN/m sebagai beban merata.
- Beban truk “TT” dianalisis sebagai beban titik sebanyak dua buah dengan lebar 1,75 m.

Adapun beban dari pelat lantai kendaraan akan ditahan oleh gelagar memanjang Sehingga masing- masing gelagar menjadi tumpuan sendi seperti pada gambar di bawah ini.

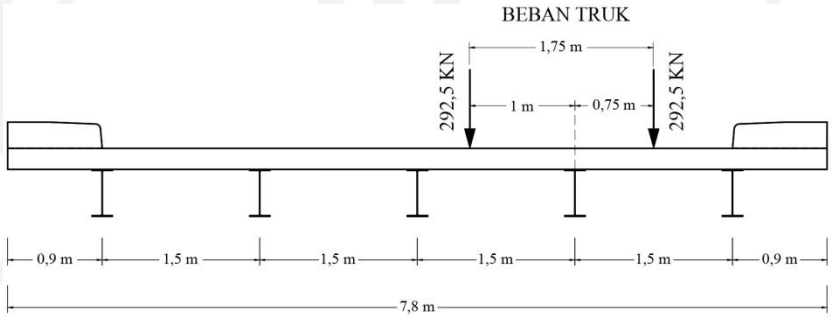


Gambar 5.7 Perletakan Tumpuan Pelat Lantai

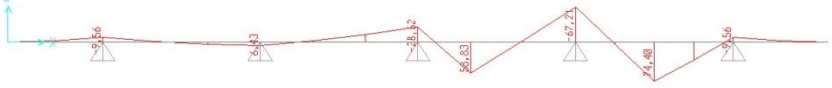
3. Analisis Pelat Lantai Kendaraan

Analisis dilakukan dalam beberapa kondisi penempatan posisi truk guna mendapatkan momen terbesar. Berdasarkan SNI 1725 (2016) kendaraan truk "T" harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.

a. Kondisi 1 buah truk di tengah lajur

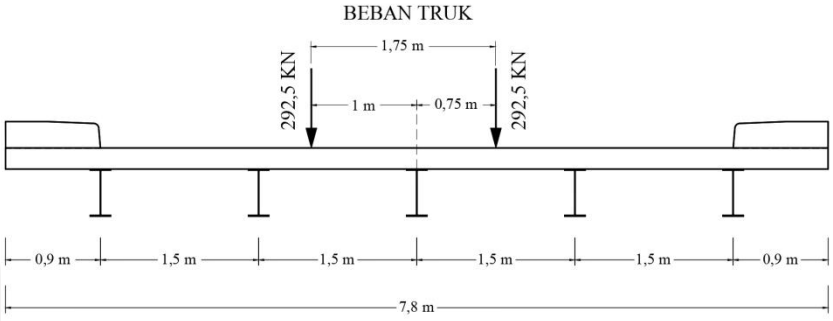


Gambar 5.8 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Lajur

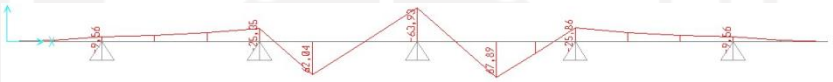


Gambar 5.9 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Lajur

b. Kondisi 1 buah truk di tengah jembatan

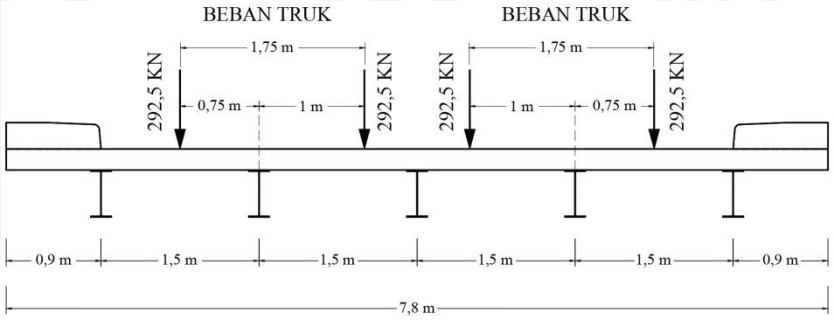


Gambar 5.10 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan

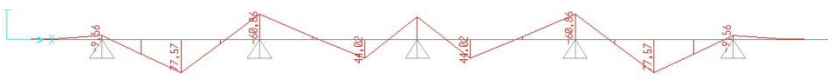


Gambar 5.11 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan

c. Kondisi 2 buah truk di tengah lajur



Gambar 5.12 Pembebanan Pelat 2 Truk di Tengah Lajur



Gambar 5.13 Momen Pelat 2 Truk di Tengah Lajur

Dari 3 kondisi di atas didapatkan momen terbesar terjadi pada kondisi ketiga yakni 2 truk di tengah lajur dengan,

Momen negatif, M- = 60,86 kNm

Momen positif, M+ = 77,57 kNm

Diambil nilai terbesar, Mu = 77,57 kNm

4. Penulangan pelat lantai

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*ds*) = 13 mm

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

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β1) = 0,83571

Faktor distribusi tegangan lentur (Ø) = 0,9

Tebal pelat lantai kendaraan (*h*) = 250 mm

Selimut beton (*Sb*) = 20 mm

Lebar pelat yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

1) Kontrol ketebalan pelat

Dikarenakan kondisi tumpuan merupakan satu ujung menerus, berdasarkan Tabel 3.31 Ketebalan Minimum Pelat, digunakan *h minimum l/24*

$h \quad > l/24$

250 mm $> 1500/24$

250 mm $> 62,5$ mm OK

2) Menghitung nilai momen nominal

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

$= \frac{77,57}{0,9}$

$= 86,189$ kNm

2) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$d = h - sb - ½\ dp$

$= 250 - 20 - ½ \cdot 16$

$= 217$ mm

3) Menghitung nilai *Rn* .

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

$= \frac{86,189 \cdot 10^6}{1000 \cdot 217^2}$

$= 1,83$ MPa

4) Menghitung nilai *m*

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

$= \frac{400}{0,85 \cdot 30}$

= 15,686

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0,85.\beta 1.f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0,85 \,.0,83571.30}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,03197$$

$$\rho_{max} = 0,75 \,.\, \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \,.\, 0,03197$$

$$= 0,02397$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.m \,.Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{15,686} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.15,686 \,.1,83}{400}}\right)$$

$$= 0,00665$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{pakai} = \rho_{perlu} = 0,00665$$

6) Menghitung luas tulangan pokok

$$As = \rho \text{ x } b \text{ x } d$$

$$= 0,00665 \text{ x } 1000 \text{ x } 217$$

$$= 1443,97 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

Batas : a) 450 mm dan

b) $3h$ = 3 x 250

= 750 mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$= \frac{\pi/_4 \,.16^2 \,.\, 1000}{1443{,}97}$

= 139,242 mm

≈ 130 mm < 450 mm OK

7) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{130}$ x $\pi/_4$ x 25^2

= 1546,63 mm^2

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-130.**

b. Tulangan bagi

1) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 1443,97

$= 721{,}986 \text{ mm}^2$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

Batas : a) 450 mm dan

b) $5h = 5 \times 250$

$= 1250$ mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.b}{As'}$

$= \frac{\pi/_4 .13^2 \,.\, 1000}{721{,}986}$

$= 183{,}843$ mm

≈ 180 mm < 450 mm OK

3) Kontrol

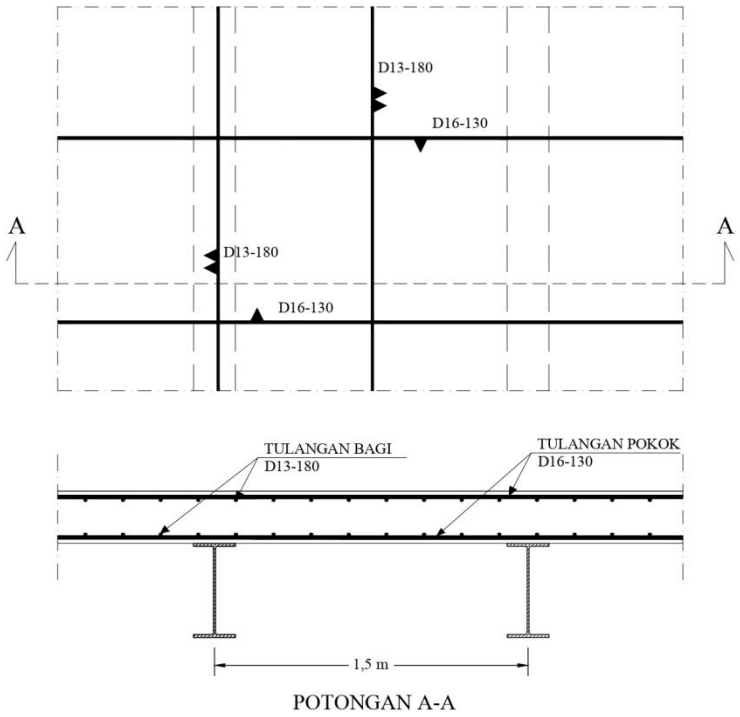
$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \times A1d$

$= \frac{1000}{180} \times \pi/_4 . 22^2$

$= 737{,}402 \text{ mm}^2$

$As_{perlu} > As'$

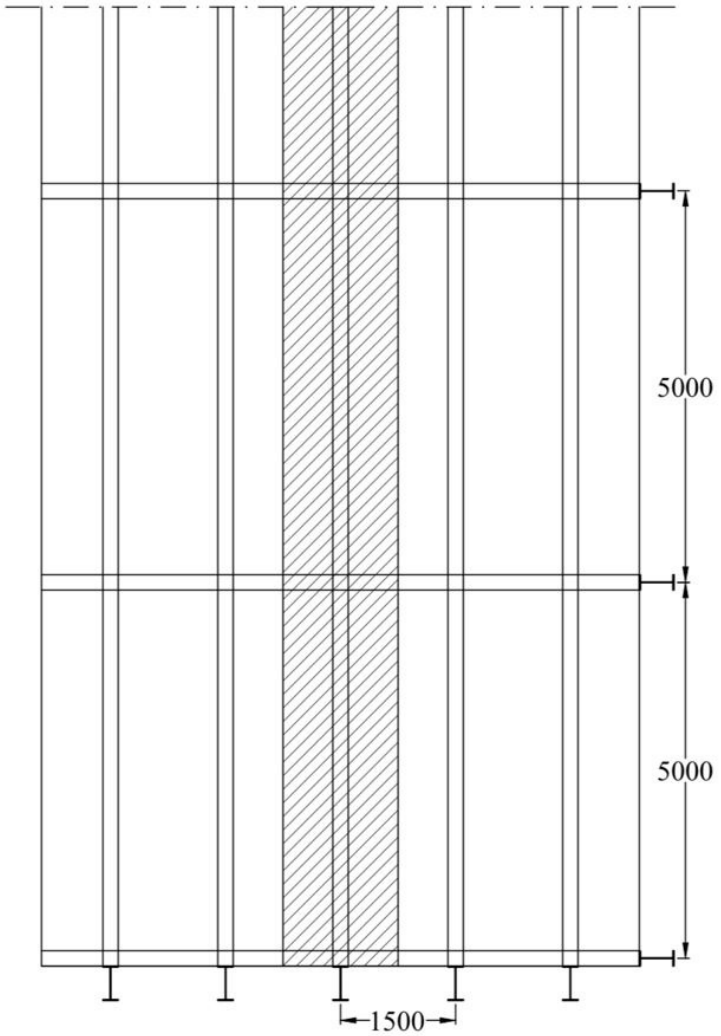
Maka digunakan tulangan bagi **D13-180**



Gambar 5.14 Penulangan Pelat Lantai

5.1.2 Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang pada Jembatan Kiringan didesain komposit dengan beton pelat lantai. Adapun beban yang bekerja terdiri dari beban sendiri, beban mati tambahan dan beban lajur "D". Perhitungan gelagar melintang jembatan adalah sebagai berikut.



Gambar 5.15 Gelagar Memanjang

1. Pembebanan

   a. Beban sendiri (*MS*)

      1) Berat sendiri pelat

         Jarak antar gel. memanjang (r) = 1,5 m

         Tinggi pelat (h) = 0,25 m

         Berat jenis beton (γ_c) = 25 kN/m^3

Berat sendiri pelat

Q_{MS} *pelat* $= \gamma_c$ x r x h

$= 24$ x $1{,}5$ x $0{,}25$

$= 9$ kN/m

2) Berat sendiri gelagar

Profil yang digunakan adalah profil IWF 400x200x8x13

$Q_{MS\ gelagar} = 0{,}647$ kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA)*

1) Berat sendiri aspal

Jarak antar gel. memanjang (r) = 1,5 m

Tebal aspal (h) = 0,05 m

Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m^3

Berat sendiri aspal

$Q_{MA\ aspal} = \gamma_a$ x r x h

$= 22$ x $1{,}5$ x $0{,}05$

$= 1{,}65$ kN/m

2) Berat sendiri air hujan

Jarak antar gel. memanjang (r) = 1,5 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m^3

Berat sendiri air hujan

$Q_{MA\ air\ hujan}$ = γ_w x r x h

= 10 x 1,5 x 0,05

= 0,75 kN/m

3) Total beban mati tambahan

$Q_{MA\ total}$ = $Q_{MA\ aspal}$ + $Q_{MA\ air\ hujan}$

= 1,65 + 0,75

= 2,4 kN/m

c. Beban lajur "D" (*TD)*

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (L) = 90 m

Jarak antar gel. memanjang (r) = 1,5 m

Faktor beban Binamarga *(FBM)* = 70%

q = 9,0 (0,5+ $\frac{15}{L}$)

= 9,0 (0,5+ $\frac{15}{90}$)

= 6 kPa

= 6 kN/m^2

Beban terbagi merata

Q_{BTR} = q x r x FBM

= 6 x 1,5 x 70 %

= 6,3 kN/m

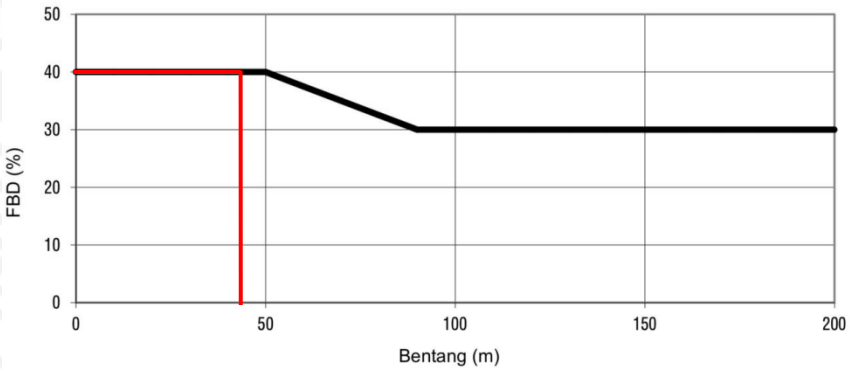
2) Beban garis tegak (*BGT*)

Mengacu pada SNI 1725-2016, BGT harus ditempatkan di tengah jembatan dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan.

Intensitas BGT (*p*) = 49 kN/m

Panjang jembatan (*L*) = 90 m

Jarak antar gel. memanjang (*r*) = 1,5 m



Gambar 5.16 FBD untuk BGT Bentang 45 m

Faktor beban dinamis (*FBD*) = 40%

Beban garis tegak

P_{BGT} = (1 + *FBD*) x *p* x *r* x *FBM*

= (1 + 40%) x 49 x 1,5 x 70%

= 72,03 kN

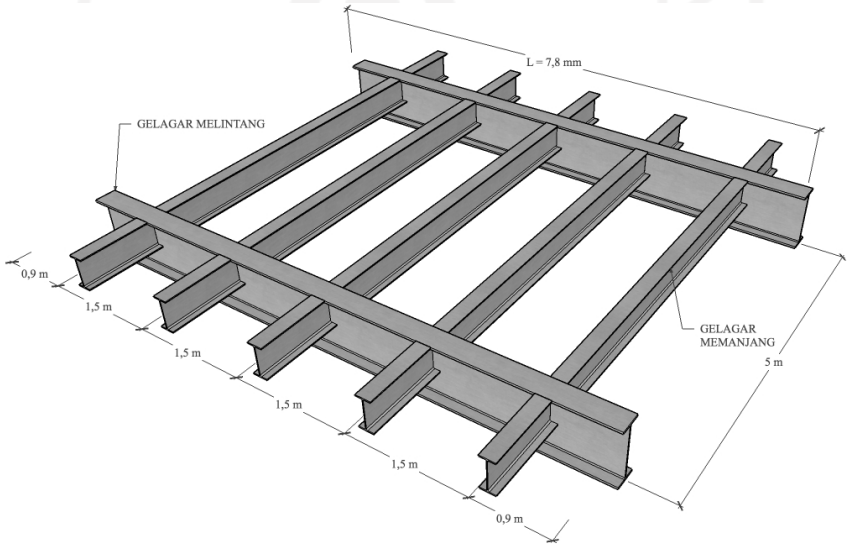
Rekapitulasi total pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Total Beban Gelagar Memanjang

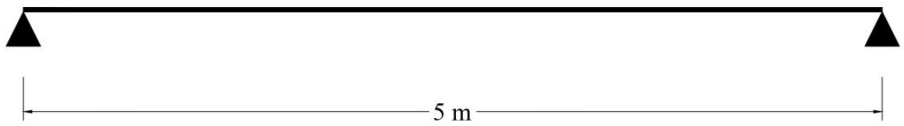
Jenis	Beban	Nilai	Faktor Beban	Beban	Satuan
MS	Beban sendiri pelat	9	1,3	11,700	kN/m
MS	Beban sendiri baja	0,647	1,1	0,712	kN/m
MA	Beban mati tambahan	2,4	2	4,800	kN/m
TD	Beban terbagi merata	6,3	2	12,600	kN/m
	Beban garis tegak	72,03	2	144,060	kN
Total beban merata				29,812	kN/m
Total beban titik				144,060	kN

2. Perhitungan momen

Gelagar memanjang bertumpu pada gelagar melintang menggunakan sambungan sederhana sehingga perletakan tumpuan gelagar memanjang diasumsikan sebagai tumpuan sendi- sendi seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 5.17 3D Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang



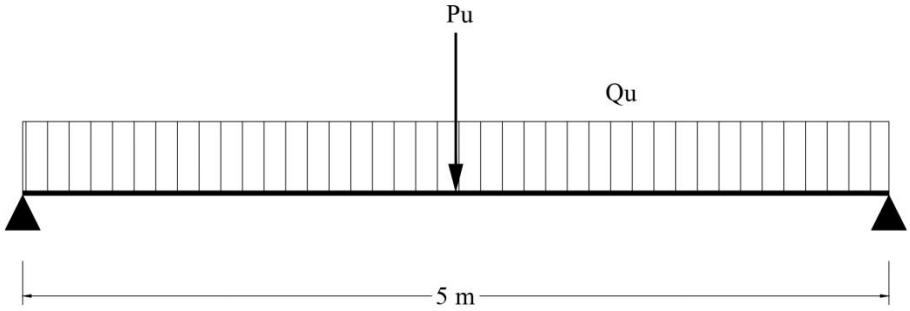
Gambar 5.18 Perletakan Tumpuan Gelagar Memanjang

Adapun perhitungan momen pada gelagar memanjang adalah sebagai berikut.

Beban merata (*Qu*) = 29,812 kN/m

Beban titik (*Pu*) = 144,060 kN

Jarak antar gelagar (*l*) = 5 m



Gambar 5.19 Pembebanan Gelagar Memanjang

Momen ultimit pada gelagar memanjang

$Mu = (1/8 \times q \times l^2) + (1/4 \times P \times l)$

$= (1/8 \times 29{,}812 \times 5^2) + (1/4 \times 144{,}060 \times 5)$

$= 101{,}55$ kNm

Gaya geser ultimit pada gelagar memanjang

$$Vu = \frac{(q \; x \; l \; x \; (\,^{l}/_{2})) + (P \; x \; ^{l}/_{2})}{L}$$

$$= \frac{(29{,}812 \;\; x \; 5000 \; x \; (\,^{5000}/_{2})) + (144{,}060 \; x \; ^{5000}/_{2})}{5000}$$

= 81,24 kNm

3. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan adalah IWF 400x200x8x13 dengan standar JIS G 3101 SS400 (*Mild Steel)* dengan mutu baja BJ 41.

Tinggi (*h*) = 400 mm

Lebar (*b*) = 200 mm

Tebal badan (*tw*) = 8 mm

Tebal sayap (*tf*) = 13 mm

Berat (*q*) = 66 kg/m

Luas penampang (*As*) = 8412 mm^2

Momen inersia X (*Ix*) = 237000000 mm^4

Momen inersia Y (*Iy*) = 17400000 mm^4

Radius girasi X (*rx*) = 168 mm

Radius girasi Y (*ry*) = 45,4 mm

Modulus elastis X (*Sx*) = 1190000 mm^3

Modulus elastis Y (*Sy*) = 174000 mm^3

Modulus plastis X (*Zx*) = 1332800 mm^3

Modulus plastis Y (*Zy*) = 194880 mm^3

Faktor reduksi (Ɵ) = 0,9

Tegangan leleh baja (*Fy*) = 250 MPa

Tegangan putus baja (*Fu)* = 410 Mpa

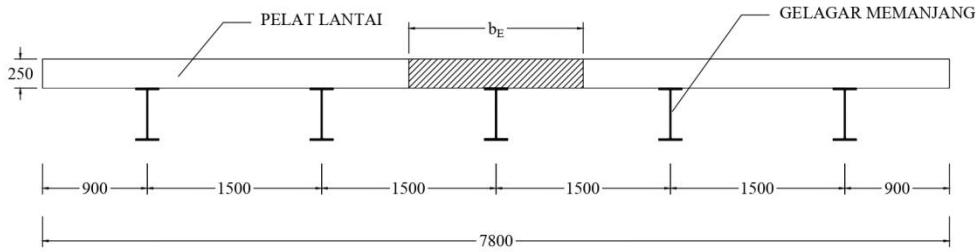
Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tebal pelat lantai (*ts*) = 250 mm

a. Lebar efektif pelat (b_E)

Panjang pelat lantai (*L)* = 7800 mm

Jarak atr gel. memanjang (b_0) = 1500 mm



Gambar 5.20 Lebar Efektif Pelat

Lebar efektif pelat diambil nilai terkecil dari :

$b_E \leq L/4$

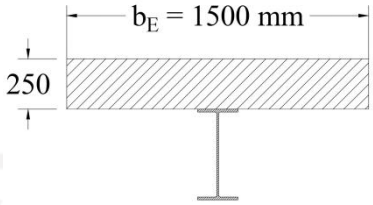
$= 7800/4$

= 1950 mm

$b_E \leq b_0$

= 1500 m

Diambil b_E = 1500 m



Gambar 5.21 Lebar Efektif Pelat

b. Cek klasifikasi profil badan

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

$= \frac{400}{8}$

$= 50$

$\lambda_{pw} = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 3{,}76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 106{,}349$

$\lambda \leq \lambda pw$ PROFIL BADAN KOMPAK

Maka balok komposit direncanakan menggunakan momen plastis.

c. Resultan gaya maksimum (*C* & *T*)

Perhitungan *C* dan *T* dilakukan untuk mengetahui posisi garis netral plastis *(g.n.p)*.

1) Gaya tekan maksimum

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

= 0,85 x 30 x (1500 x 200) / 1000

= 7650 kN

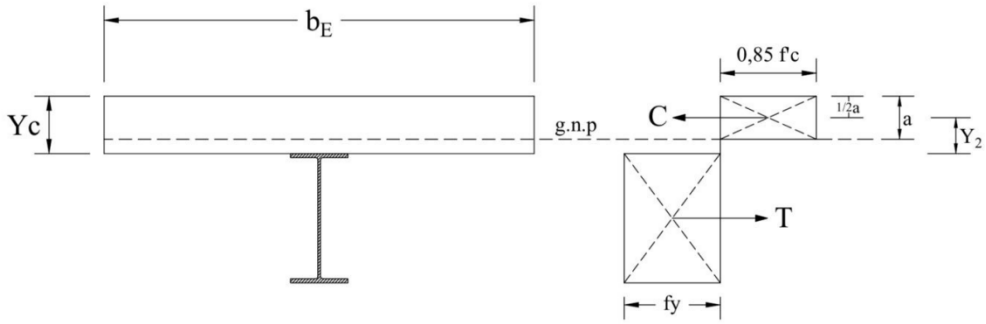
2) Gaya tarik maksimum

T = Fy x As

= 250 x 8412 / 1000

= 2103 kN

Dikarenakan $C > T$ maka garis netral plastis ada pada pelat beton



Gambar 5.22 Distribusi Tegangan Plastis

3) Jarak garis netral ke tepi atas pelat beton

$$a = \frac{Fy.As}{0{,}85 \,.f\,'c\,.be}$$

$$= \frac{250 \text{ x } 8412}{0{,}85 \text{ x } 30 \text{ x } 1500}$$

= 54,98 mm

4) Jarak dari tepi atas profil baja ke tepi atas pelat beton

Yc = ts

= 250 mm

5) Jarak dari tepi atas profil baja ke resultan gaya tekan beton

Y_2 = Yc – ½ a

= 250 – ½ . 54,98

= 222,51 mm

d. Momen lentur balok komposit

ϕ Mn = ϕ x Fy x As x (Y_2 + ½ h)

= 0,9 x 250 x 9676 x (222,51 + ½ 400) x 10^{-6}

= 799,684 kNm

e. Cek keamanan profil

Mu = 101,55 kNm

ϕ Mn = 799,684 kNm

ϕ Mn ≥ Mu

799,684 ≥ 101,55 (AMAN)

f. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

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

$$= \frac{450}{9}$$

= 50

$$\lambda_{pw} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$= 3{,}76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 63{,}357$

Berdasarkan SNI 1729 (2015), karena $\lambda < \lambda_{pf}$ maka digunakan :

$\phi = 1$ dan $Cv = 1$

2) Cek keamanan profil terhadap geser

Vu = 81,24 kNm

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

$= 1 \times 0{,}6 \times 250 \times 400 \times 8 \times 1 / 1000$

$= 480$ kN

$Vn > Vu$ (AMAN)

g. *Shear stud*

1) Syarat *shear stud*

Berdasarkan SNI 1729 (2015) terdapat beberapa syarat terkait penggunaan *shear stud* sebagai berikut :

- Diameter *shear stud* < 2,5 tebal pelat sayap (*tf)*
- Jarak longitudinal antar *shear stud* > *6 x* ϕ*stud*
- Jarak transversal antar *shear stud* > 4 x ϕ*stud*
- Jarak maksimal antar *shear stud* = 8 x tebal pelat,

Maka digunakan :

Diameter shear stud (ϕstud) = 19 mm

Tebal sayap profil (*tf*) = 13 mm

ϕstud < 2,5 *tf*

19 < 2,5 x 13

19 < 32,5 OK!

2) Kuat geser nominal shear stud

Qn' = 0,5 x Asa x $\sqrt{f'c\ Ec}$ < Rg x Rp x Asa x Fu

$Qn1$ = 0,5 x Asa x $\sqrt{f'c\ Ec}$

= 0,5 x ¼ π x 19^2 x $\sqrt{30 \text{ x } 25742{,}96}$

= 124,582 kN

Pelat komposit direncanakan tanpa menggunakan dek baja, sehingga :

Rg = 1

Rp = 0,75

$Qn2$ = Rg x Rp x Asa x Fu

= 1 x 0,75 x ¼ π x 19^2 x 400

= 85,059 kN

Diambil nilai terkecil :

Qn' = 85,059 kN

3) Gaya geser perlu

Besar gaya geser perlu diambil nilai terkecil dari :

V' = Fy x As

= 250 x 8412 / 1000

= 2103 kN

V' = 0,85 x $f'c$ x Ac

= 0,85 x 30 x (1500 x 250) /1000

= 9562,5kN

Diambil nilai terkecil :

V' = 2103 kN

4) Jumlah *shear stud* dan jarak pemasangan

n = V'/Qn

= 2103/85,059

= 24,121

≈ 32 buah

$s_{longitudinal}$ = $L/0{,}5n$

= 5000/0,5. 32

= 320 mm

5) Cek syarat

a) Jarak longitudinal antar *shear stud* > *6 x* ϕ*stud*

320 mm > 114 mm OK

b) Jarak transversal antar *shear stud* > 4 x ϕ*stud*

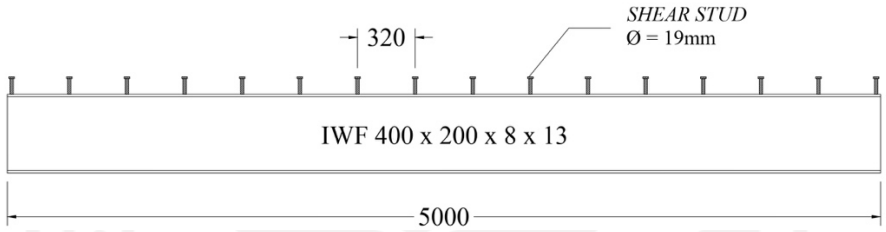
Dipilih jarak transversal = 6 x ϕ*stud*

114 mm > 76 mm OK

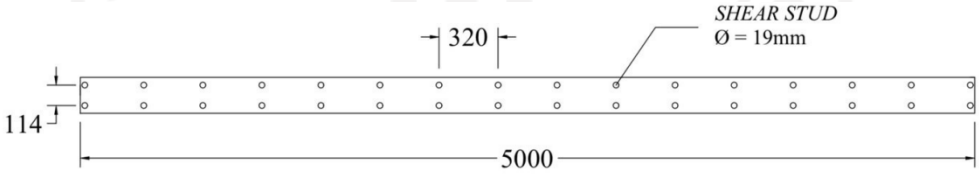
c) Jarak maksimal antar *shear stud* = 8 x tebal pelat

320 mm < 1800 mm OK

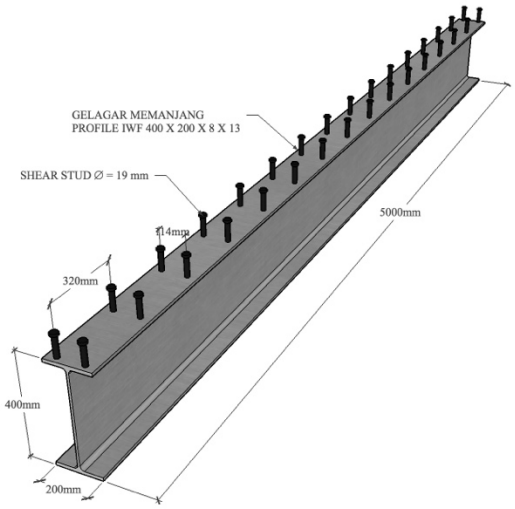
Adapun detail pemasangan *shear stud* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.23 Pemasangan *Shear Stud* Tampak Depan



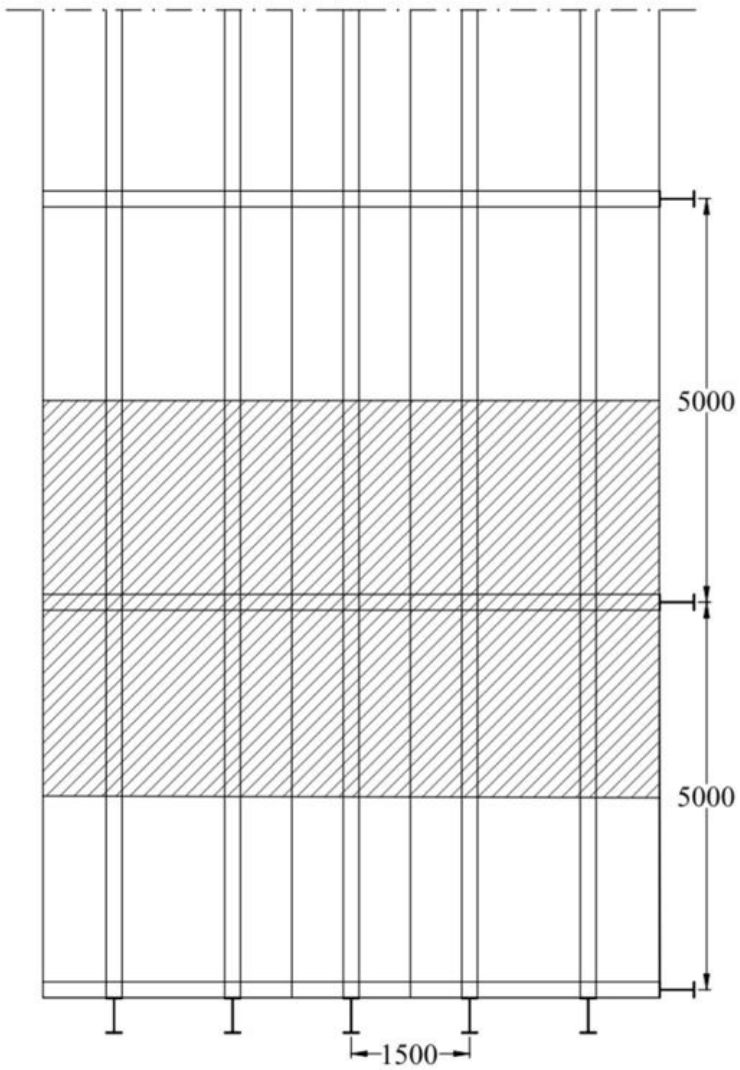
Gambar 5.24 Pemasangan *Shear Stud* Tampak Atas



Gambar 5.25 3D Pemasangan *Shear Stud*

5.1.3 Gelagar Melintang

Gelagar melintang didesain memiliki ukuran lebih besar dibanding gelagar memanjang. Sama halnya dengan gelagar memanjang, beban yang bekerja pada gelagar melintang adalah beban sendiri, beban mati tambahan, dan beban lajur “D”.



Gambar 5.26 Gelagar Melintang

1. Pembebanan

   a. Beban mati

      1) Beban sendiri (*MS*)

         a) Beban sendiri pelat

            Jarak antar gelagar (*r*) = 5 m

Tebal pelat lantai (h) = 0,2 m

Berat jenis beton (γ_c) = 25 kN/m^3

Berat sendiri pelat

$Q_{MS\ pelat}$ = γ_c x r x h

= 25 x 5 x 0,2

= 25 kN/m

b) Beban sendiri gelagar memanjang

Profil yang digunakan pada gelagar memanjang adalah profil IWF 800x300x14x126

$Q_{MS\ baja}$ = 2,059 kN/m

2) Beban mati tambahan (MA)

a) Berat sendiri aspal

Jarak antar gelagar (r) = 5 m

Tebal aspal (h) = 0,05 m

Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m^3

Berat sendiri aspal

$Q_{MS\ aspal}$ = γ_a x r x h

= 22 x 5 x 0,05

= 5,5 kN/m

b) Berat sendiri air hujan

Jarak antar gelagar (r) = 5 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m^3

Berat sendiri air hujan

$QMS_{air\ hujan}$ = γ_w x r x h

= 10 x 5 x 0,05

= 2,5 kN/m

c) Beban sendiri trotoar

Jarak antar gelagar (r) = 5 m

Tebal trotoar (h) = 0,25 m

Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Berat sendiri trotoar

$Q_{MS\ trotoar}$ = γ_c x r x h

= 24 x 5 x 0,25

= 30 kN/m

b. Beban lajur "D" (*TD*)

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (L) = 90 m

Jarak antar gelagar (r) = 5 m

Faktor beban Binamarga *(FBM)* = 70%

$$q = 9{,}0\ (0{,}5 + \frac{15}{L})$$

$$= 9{,}0\ (0{,}5 + \frac{15}{90})$$

$$= 6 \text{ kPa}$$

$$= 6 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata

$$Q_{BTR} = q \text{ x } r \text{ x } FBM$$

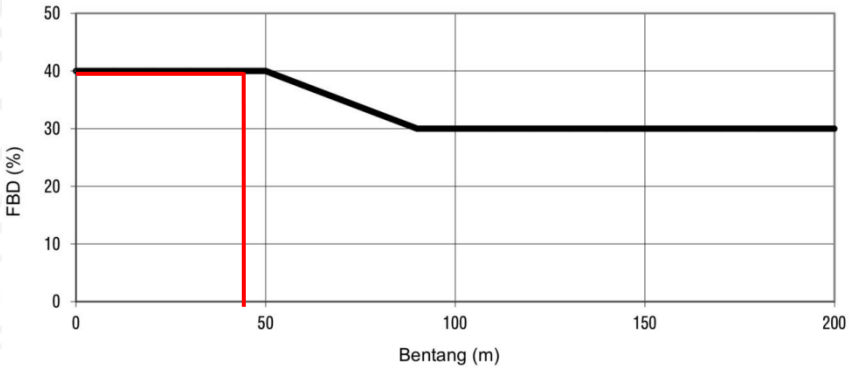
$$= 6 \text{ x } 5 \text{ x } 70\%$$

$$= 21 \text{ kN/m}$$

2) Beban garis tegak (*BGT*)

Intensitas *BGT* (*p*) = 49 kN/m

Jarak antar gelagar (*r*) = 5 m



Gambar 5.27 FBD untuk BGT Bentang 45 m

Faktor beban dinamis (*FBD*) = 40%

Beban garis tegak

$$Q_{BGT} = (1 + FBD) \text{ x } p \text{ x FBM}$$

= (1 + 40%) x 49 x 70%

= 48,02 kN

Rekapitulasi total pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Beban Kerja Gelagar Memanjang

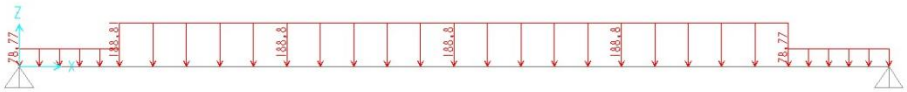
Jenis	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	Beban sendiri pelat	25	1,3	32,5
MS	Beban sendiri baja	2,059	1,1	2,265
MA	Beban sendiri aspal	5,5	2	11
MA	Beban sendiri air hujan	2,5	2	5
MA	Beban sendiri trotoar	30	2	60
TD	Beban terbagi merata	21	2	42
TD	Beban garis tegak	48,02	2	96,04

Dari perhitungan pembebanan di atas, beban yang bekerja akan dianalisis menggunakan SAP2000 untuk mendapatkan momen ulimit (*Mu*) dan kuat geser ultimit (*Vu*) dengan penjelasan sebagai berikut.

- Beban mati sendiri pelat lantai diletakkan sepanjang lebar jembatan (7,8 m) sebesar 32,5 kN/m sebagai beban merata.
- Berat sendiri baja sebesar 2,265 kN/m diletakkan sejajar dengan dengan gelagar melintang sebagai beban merata.
- Beban sendiri aspal diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 6 m sebesar 11 kN/m sebagai beban merata.

- Beban sendiri air diletakkan sepanjang lebar jembatan (7,8 m) sebesar 5 kN/m sebagai beban merata.
- Beban mati sendiri trotoar diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 39 kN/m sebagai beban merata.
- Beban lajur "D" (*BTR* + *BGT*) diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 6 m sebesar 138,04 kN/m sebagai beban merata.

Adapun hasil analisis SAP2000 dapat dilihat pada gambar di bawah ini



Gambar 5.28 Pembebanan Gelagar Melintang



Gambar 5.29 BMD Gelagar Melintang



Gambar 5.30 SFD Gelagar Melintang

Dari analisis SAP2000 diperoleh :

Mu = 1391,3 kNm

Vu = 637,3 kN

2. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan adalah IWF 800x300x14x26 dengan standar JIS G 3101 SS400 BJ 41.

Tinggi (*h*) = 800 mm

Lebar (*b*) = 300 mm

Tebal badan (*tw*) = 14 mm

Tebal sayap (*tf*) = 26 mm

Berat (*q*) = 1210 kg/m

Luas penampang (*A*) = 26740 mm^2

Momen inersia X (*Ix*) = 2920000000 mm^4

Momen inersia Y (*Iy*) = 117000000 mm^4

Radius girasi X (*rx*) = 330 mm

Radius girasi Y (*ry*) = 66,2 mm

Modulus elastis X (*Sx*) = 7290000 mm^3

Modulus elastis Y (*Sy*) = 782000 mm^3

Modulus plastis X (*Zx*) = 8164800 mm^3

Faktor reduksi (Ɵ) = 0,9

Tegangan leleh baja (*Fy*) = 250 MPa

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

a. Cek klasifikasi profil sayap

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

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

$= 5{,}679$

$\lambda_{pf} = 0{,}38 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 0{,}38 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 10{,}748$

$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 28{,}284$

$\lambda \leq \lambda_{pf}$ & $\lambda \leq \lambda_{rf}$ PROFIL SAYAP KOMPAK

b. Cek klasifikasi profil badan

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

$= \frac{800}{14}$

$= 57{,}143$

$\lambda_{pw} = 3{,}76 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 3{,}76 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 106{,}349$

$\lambda_{rw} = 5{,}7 \text{ x } \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 5{,}7x \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 161{,}220$

$\lambda \leq \lambda_{pw}$ & $\lambda \leq \lambda_{rw}$ PROFIL BADAN KOMPAK

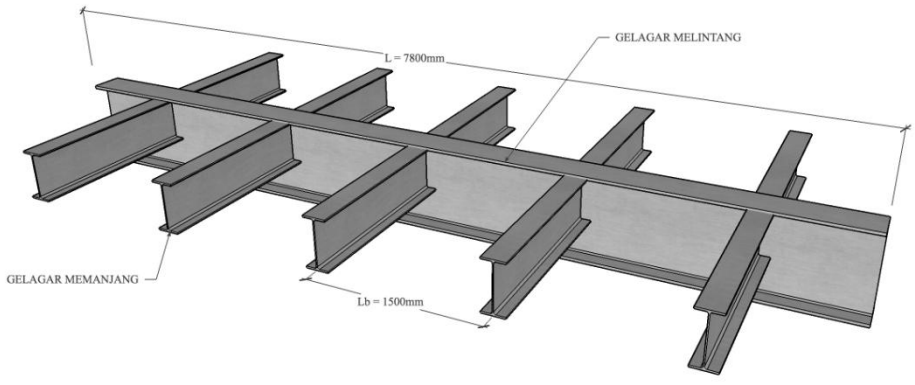
Mengacu pada SNI 1729 (2015), dikarenakan profil badan dan profil sayap mempunyai penampang kompak maka profil IWF gelagar melintang direncanakan menggunakan peraturan F2 dimana kondisi batas yang dihitung adalah kondisi batas yield (*Y*), dan *lateral torsional buckling* (*LTB*).

c. Cek batas panjang tidak dibresing untuk kondisi leleh (*Lp)*

$Lp = 1{,}76 \text{ x } ry \text{ x } \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 1{,}76 \text{ x } 66{,}2 \text{ x } \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$= 3295{,}457$ mm



Gambar 5.31 Panjang Tanpa Dibresing (*Lb*) Gelagar Melintang

Dikarenakan *Lb* < *Lp* maka momen nominal rencana yang digunakan adalah sebagai berikut.

d. Momen nominal terhadap kondisi pelelehan

$Mn = Mp = Zx \times Fy$

$= 8164800 \times 250 \times 10^{-6}$

$= 2041{,}2$ kNm

e. Cek keamanan profil

$Mu = 1391{,}3$ kNm

$Mn = 2041{,}2$ kNm

$\phi Mn \geq Mu$

$0{,}9 \times 2041{,}2 \geq 1817{,}59$

$1837{,}08 \geq 1391{,}3$ (AMAN)

f. Kuat geser

1) Rasio tinggi tebal

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

$$= \frac{800}{14}$$

$= 57{,}143$

$$\lambda_{pf} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 2{,}24 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

= 63,357

Karena $\lambda < \lambda pf$ maka nilai ϕ dan *Cv* masing-masing adalah 1

2) Cek keamanan profil terhadap geser

Vu = 637,3 kN

Vn = ϕ x 0,6 x *Fy* x *Aweb* x *Cv*

= 1 x 0,6 x 250 x 800 x 14 x 1 x 10^{-3}

= 1680 kN

Vn > *Vu* (AMAN)

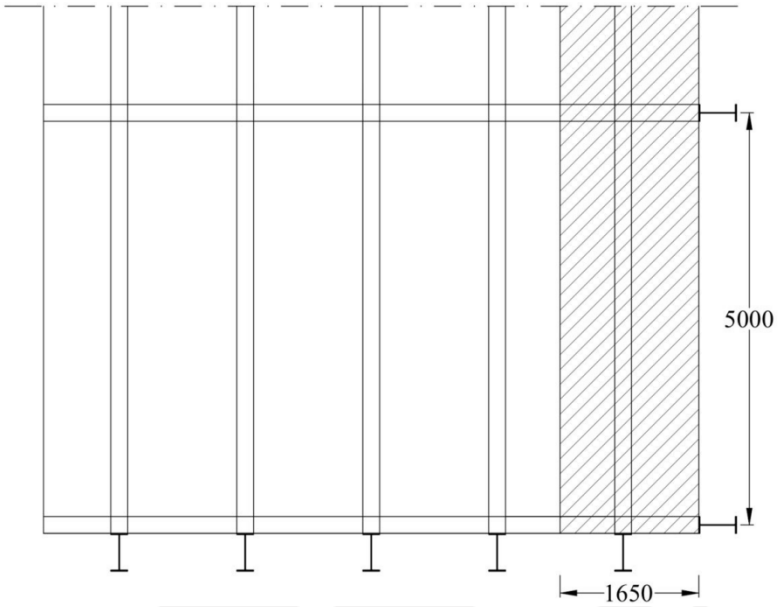
5.1.4 Rangka Utama

Rangka utama jembatan direncanakan dapat menahan beban yang bekerja seperti beban sendiri, beban mati tambahan beban lajur "D", beban angin, beban pejalan kaki, beban gaya rem dan beban gempa. Adapun perencanaan rangka utama dapat dilihat pada langkah- langkah di bawah

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (*MS*)

1) Akibat pelat pada gelagar memanjang tepi



Gambar 5.32 Pelat Pada Gelagar Memanjang Tepi

a) Beban sendiri pelat tepi

Lebar (b) = 1,650 m

Tebal pelat lantai (h) = 0,2 m

Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Berat sendiri pelat

$$Q_{MS\ pelat} = \gamma_c \text{ x } b \text{ x } h$$

$$= 24 \text{ x } 1{,}65 \text{ x } 0{,}2$$

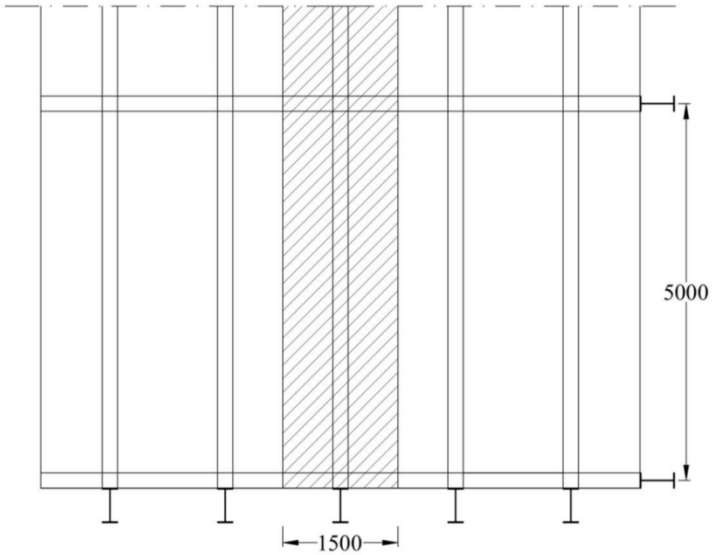
$$= 7{,}92 \text{ kN/m}$$

b) Total beban sendiri (MS)

$$Q_{MS\ total} = Q_{MS\ pelat}$$

$$= 7{,}92 \text{ kN/m}$$

2) Akibat pelat pada gelagar memanjang tengah



Gambar 5.33 Pelat Pada Gelagar Memanjang Tengah

a) Beban sendiri pelat tengah

Lebar (b) = 1,5 m

Tebal pelat lantai (h) = 0,2 m

Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Berat sendiri pelat

$$Q_{MS\ pelat} = \gamma_c \text{ x } b \text{ x } h$$

$$= 25 \text{ x } 1{,}5 \text{ x } 0{,}2$$

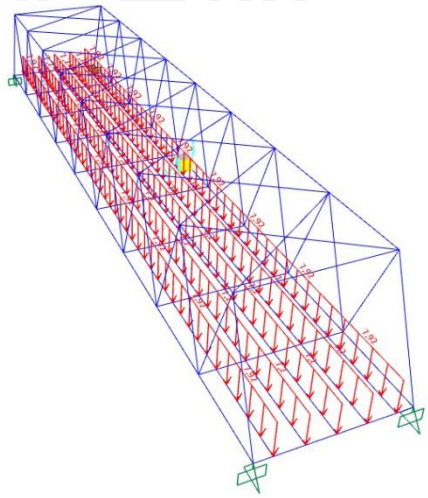
$$= 7{,}2 \text{ kN/m}$$

b) Total beban sendiri (MS)

$$Q_{MS\ total} = Q_{MS\ pelat}$$

= 7,2 kN/m

Dari perhitungan di atas, pembebanan untuk beban sendiri diletakkan pada masing- masing gelagar memanjang sebagai beban garis seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.34 Pembebanan Beban Sendiri (*MS*) Gelagar Memanjang

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Akibat pelat pada gelagar memanjang tepi

a) Berat sendiri aspal

Lebar (b) = 0,75 m

Tebal aspal (h) = 0,05 m

Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m^3

Berat sendiri aspal

$$Q_{MS\ aspal} = \gamma_a \text{ x } b \text{ x } h$$

= 22 x 0,75 x 0,05

= 0,825 kN/m

b) Berat sendiri air hujan

Lebar (b) = 1,65 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m^3

Berat sendiri air hujan

$QMS\ air\ hujan$ = γ_w x b x h

= 10 x 1,65 x 0,05

= 0,825 kN/m

c) Berat sendiri trotoar

Lebar (b) = 0,9 m

Tebal trotoar (h) = 0,25 m

Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Berat sendiri air hujan

$Q_{MS\ trotoar}$ = γ_c x b x h

= 24 x 0,9 x 0,25

= 5,4 kN/m

d) Total beban mati tambahan (MA)

$Q_{MS\ total}$ = $QMS_{\ air} + QMS_{\ aspal} + QMS_{\ trotoar}$

= 0,825 + 0,825 + 5,4

= 7,05 kN/m

2) Akibat pelat pada gelagar memanjang tengah

a) Berat sendiri aspal

Lebar (b) = 1,5 m

Tebal aspal (h) = 0,05 m

Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m^3

Berat sendiri aspal

$Q_{MS\ aspal} = \gamma_a$ x b x h

= 22 x 1,5 x 0,05

= 1,65 kN/m

b) Berat sendiri air hujan

Lebar (b) = 1,5 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m3

Berat sendiri air hujan

$Q_{MS\ air\ hujan} = \gamma_w$ x b x h

= 10 x 1,5 x 0,05

= 0,75 kN/m

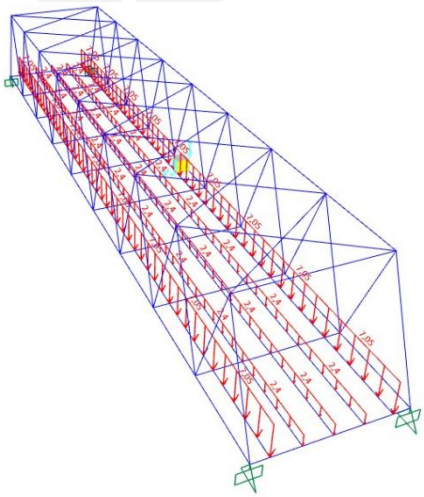
c) Total beban mati tambahan (MA)

$$Q_{MS\ total} = QMS_{\ aspal} + QMS_{\ air}$$

$$= 1{,}65 + 0{,}75$$

$$= 2{,}4 \text{ kN/m}$$

Pembebanan untuk beban mati tambahan diletakkan pada masing- masing gelagar memanjang sebagai beban garis seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.35 Pembebanan Beban Mati Tambahan (*MA*) Gelagar Memanjang

c. Beban lajur "D" (*TD*)

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (*L*) = 90 m

Jarak antar gelagar (*r*) = 1,5 m

Faktor beban Binamarga *(FBM)* = 70%

q $= 9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{L})$

$= 9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{90})$

$= 6$ kPa

$= 6$ kN/m^2

Beban terbagi merata tepi

Q_{BTR} $= q$ x $\frac{r}{2}$ x FBM

$= 6$ x $\frac{1{,}5}{2}$ x 70%

$= 3{,}15$ kN/m

Beban terbagi merata tengah

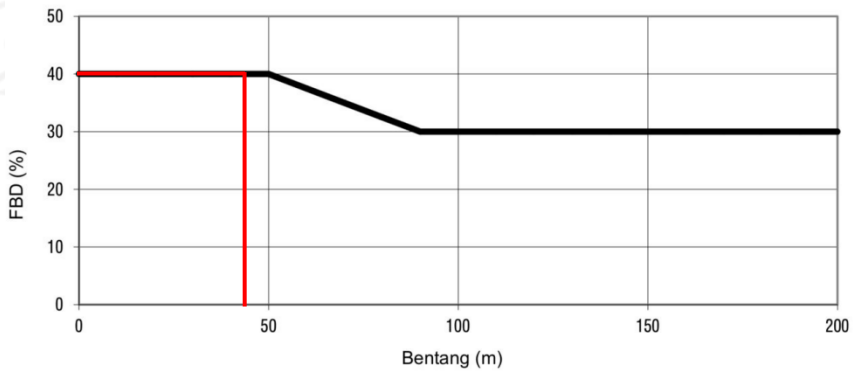
Q_{BTR} $= q$ x r x FBM

$= 6$ x 1,5 x 70%

$= 6{,}3$ kN/m

2) Beban garis tegak (*BGT*)

Intensitas BGT (p) = 49 kN/m



Gambar 5.36 FBD untuk BGT Bentang 45 m

Faktor beban dinamis (*FBD*) = 40%

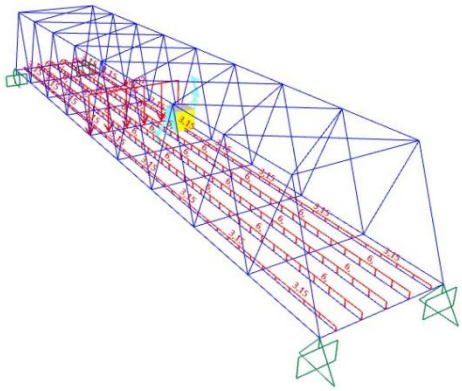
Beban garis tegak

Q_{BGT} = (1 + *FBD*) x *p x FBM*

= (1 + 40%) x 49 x 70%

= 48,02 kN/m

Pembebanan beban lajur "D" dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.37 Pembebanan Beban Lajur "D" (*TD*)

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Intensitas beban pejalan kaki (A_{TP}) = 5 kN/m^2

Panjang satu segmen jembatan (*L*) = 5 m

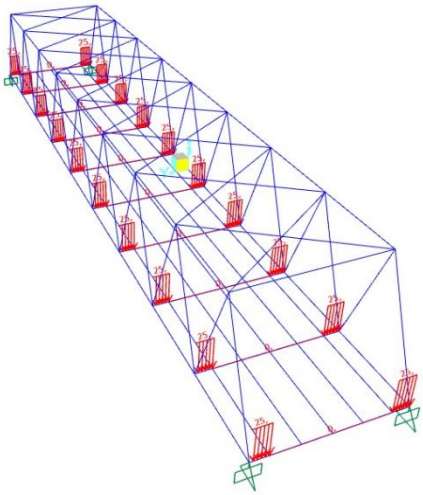
Beban pejalan kaki

Q_{TP} = *ATP* x *L*

= 5 x 5

= 25 kN/m

Pembebanan beban pejalan kaki dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.38 Pembebanan Beban Pejalan Kaki (*TP*)

e. Beban gaya rem (*TB*)

Mengacu pada SNI 1725 (2016), besar gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

1) Gaya rem 1

Berat gandar truk (*T*) = 225 kN

Beban gaya rem 1

P_{TB1} = 25% x T

= 25% x 225

= 56,25 kN

2) Gaya rem 2

Panjang jembatan (L) = 90 m

Lebar lalu lintas (b) = 6 m

Berat truk rencana (P_{TT}) = 500 kN

Beban terbagi rata (Q_{BTR}) = $9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{L})$

$= 9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{90})$

= 6 kPa

= 6 kN/m2

Beban gaya rem 2

P_{TB2} = 5% x (P_{TT} + Q_{BTR} x b x L)

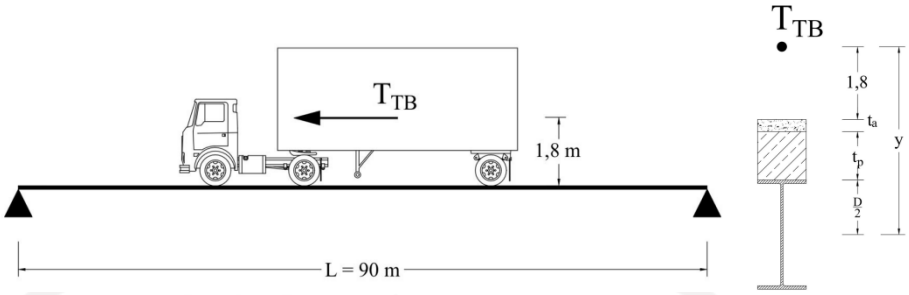
= 5% x (500 + 6 x 6 x 90)

= 187 kN

Diambil nilai terbesar dari kedua perhitungan di atas, yaitu:

T_{TB} = 187 kN

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.39 Beban Gaya Rem

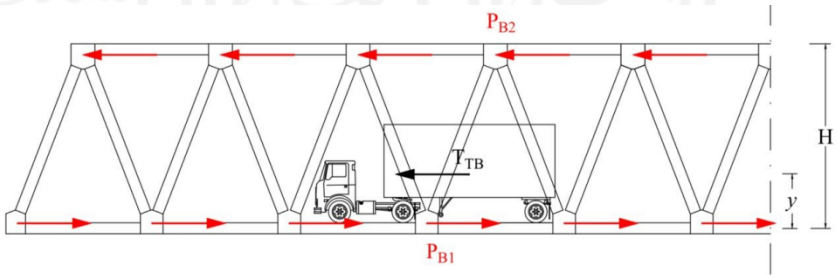
Agar beban gaya rem dapat bekerja pada titik tengah gelagar memanjang, T_{TB} dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan *y*.

$$y = 1{,}8 + t_a + t_p + D/2$$

$$= 1{,}8 + 0{,}05 + 0{,}2 + 0{,}45/2$$

$$= 2{,}275 \text{ m}$$

Namun dikarenakan pada struktur rangka tidak ada momen yang bekerja, efek momen tersebut ditransformasikan menjadi gaya tarik di titik buhul bawah dan gaya tekan di titik buhul atas seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.40 Beban Gaya Rem

$\sum M_{B2} = 0$

$(P_{B1} \; x \; H) \; n_{bawah} - T_{TB} \; x \; (H\text{-}y) = 0$

$$P_{B1} = \frac{(TB \; x \; (H-y))}{H \; x \; nbawah}$$

$$= \frac{187 \text{ x } (6{,}5 - 2{,}275)}{6{,}5 \text{ x } 20}$$

$= 6{,}0775$ kN

$\sum M_{B1} = 0$

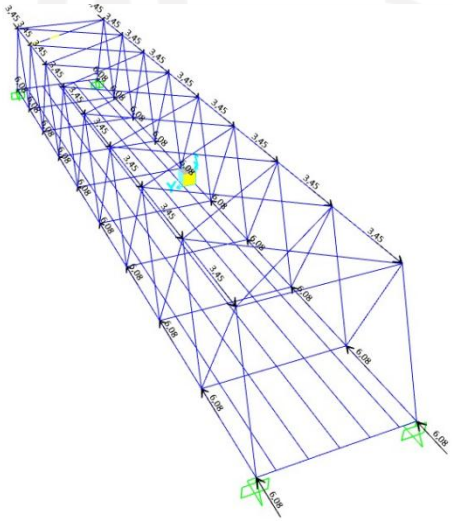
$(P_{B2} \; x \; H) \; n_{atas} - T_{TB} \; x \; y = 0$

$$P_{B2} = \frac{(TB \; x \; y))}{H \; x \; natas}$$

$$= \frac{187 \text{ x } 2{,}275}{6{,}5 \text{ x } 19}$$

$= 3{,}445$ kN

Pembebanan beban rem dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.41 Pembebanan Beban Rem (*TB*)

f. Beban angin (EW)

1) Beban angin struktur (EW_S)

Mengacu pada SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Berdasarkan SNI 1725 (2016), Nilai V_{10} diambil dari :

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

Kecepatan angin di elevasi 10 m (V_{10}) = 100 km/jam

Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m (V_B) = 100 km/jam

Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z) = 18 m

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V_0) = 17,6 km/jam

Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_0) = 1 m

Tekanan angin dasar angin tekan (P_{BT}) = 0,0024 MPa

Tekanan angin dasar angin hisap (P_{BH}) = 0,0012 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana V_{10}

$$V_{DZ} = 2{,}5 \text{ x } V_0 \left(\frac{V10}{VB}\right) \text{ x } ln \left(\frac{Z}{Z0}\right)$$

$$= 2{,}5 \text{ x } 17{,}6 \text{ x } \left(\frac{100}{100}\right) \text{ x } ln\left(\frac{18}{1}\right)$$

$$= 127{,}176 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$P_{DT} = P_{BT} \text{ x } \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$$

$$= 0{,}0024 \text{ x } \left(\frac{127{,}176}{100}\right)^2$$

$$= 0{,}00388 \text{ MPa}$$

$$= 0{,}00388 \text{ N/mm}^2$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

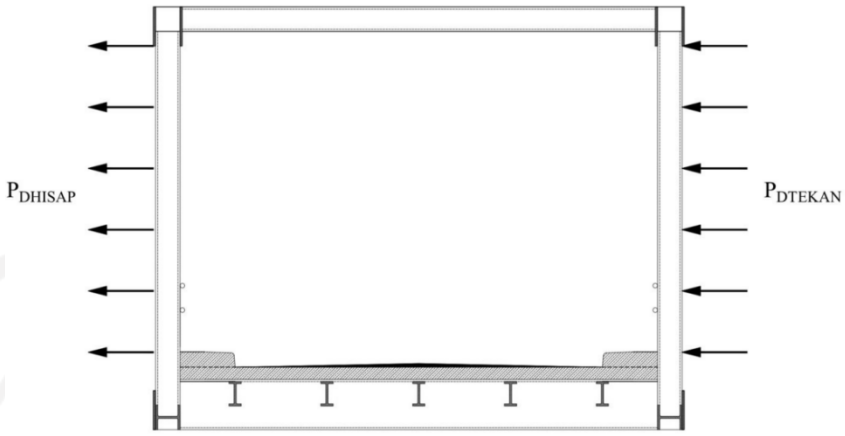
$$P_{DH} = P_{BH} \text{ x } \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2$$

$$= 0{,}0012 \text{ x } \left(\frac{127{,}176}{100}\right)^2$$

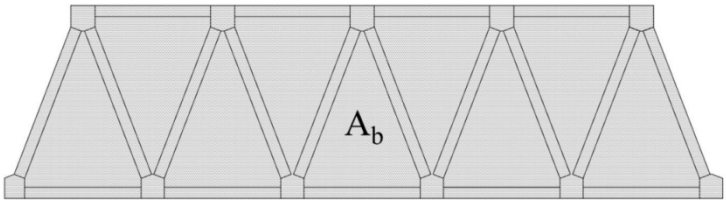
$$= 0{,}00194 \text{ MPa}$$

$$= 0{,}00194 \text{ N/mm}^2$$

Kedua tekanan angin rencana tersebut dikalikan dengan luas penampang rangka yang terkena beban angin untuk mendapatkan beban angin pada masing- masing *joint.*



Gambar 5.42 Tekanan Angin Rencana Bidang Tekan dan Bidang Hisap



Gambar 5.43 Luas Penampang Rangka

Panjang batang atas (*la*) = 40 m

Panjang batang bawah (*lb*) = 45 m

Panjang jembatan (*L*) = 90 m

Panjang 1 bentang jembatan (*l*) = 45 m

Tinggi jembatan (*h*) = 6,5 m

Jumlah *joint* (*n*) = 19 buah

Luas area yang terkena beban angin

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

$$= (30\% \text{ x } \frac{40+45}{2} \text{x } 6{,}5)$$

$$= 82{,}875 \text{ m}^2$$

$$= 82{,}875 \text{ x } 10^6 \text{ mm}^2$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$P_{EWT} = \frac{Ab \; x \; PDT}{l}$$

$$= \frac{82{,}875 \text{ x } 10^6 \text{ x } 0{,}00388}{45000}$$

$$= 7{,}149 \text{ N/mm}$$

Berdasarkan SNI 1725 (2016) pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 N/mm

$$7{,}149 \text{ N/mm} > 4{,}4 \text{ N/mm} \quad \text{OK}$$

Nilai beban pada masing- masing *joint*

$$P_{EWT} = \frac{7{,}149 \text{ N/mm x } 90000 \text{ mm}}{19}$$

$$= 16931{,}442 \text{ N}$$

$$= 16{,}931 \text{ kN}$$

Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$P_{EWH} = \frac{Ab \; x \; PDH}{l}$$

$$= \frac{82{,}875 \text{ x } 10^6 \; x \; 0{,}00194}{45000}$$

$$= 3{,}574 \text{ N/mm}$$

Menurut SNI 1725 (2016) pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang hisap tidak boleh diambil kurang dari 2,2 N/mm.

3,574 N/mm > 2,2 N/m OK

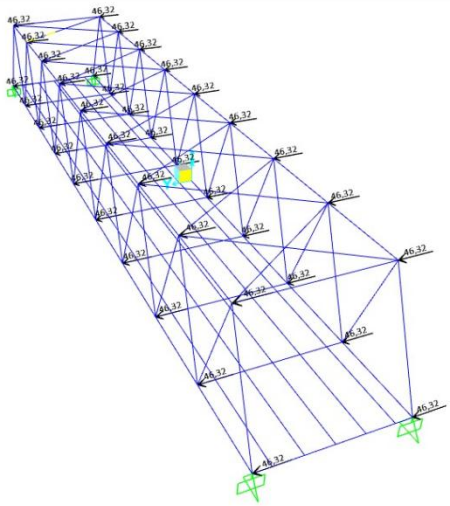
Nilai beban pada masing- masing *joint*

$$P_{EWH} = \frac{3{,}574 \text{ N/mm x } 90000 \text{ mm}}{19}$$

$$= 8465{,}721 \text{ N}$$

$$= 8{,}466 \text{ kN}$$

Pembebanan tegangan angin horizontal pada struktur dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

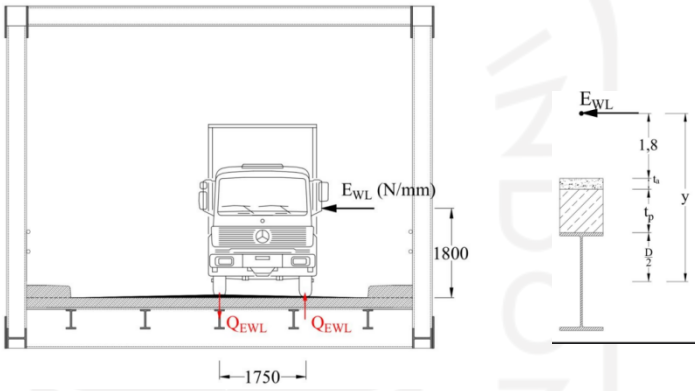


Gambar 5.44 Pembebanan Angin pada Struktur (*EWs*)

2) Beban angin kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725 (2016), jembatan harus direncanakan untuk dapat memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan. Tekanan

tersebut diasumsikan sebagai beban menerus sebesar 1,46 N/mm, diletakkan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.45 Beban Angin Kendaraan

Agar beban beban angin kendaraan dapat bekerja pada titik tengah gelagar memanjang, EW_L dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan *y*.

$$y = 1{,}8 + t_a + t_p + D/2$$

$$= 1800 + 50 + 200 + 450/2$$

$$= 2275 \text{ mm}$$

Namun dikarenakan pada struktur rangka tidak ada momen yang bekerja, efek momen tersebut ditransformasikan menjadi beban merata Q_{EWL} seperti pada perhitungan di bawah ini

$$\Sigma M = 0$$

$$EW_L \, x \, y = 2 \, Q_{EWL} \, x \, \frac{1750}{2}$$

$$Q_{EWL} = \frac{EWL \, x \, y}{1750}$$

$$= \frac{1{,}46 \, x \, 2275}{1750}$$

$$= 1{,}898 \text{ N/mm}$$

Nilai beban angin kendaraan pada masing- masing *joint* gelagar memanjang

Panjang jembatan (L) = 90 m

Jumlah *joint* (n) = 100 buah

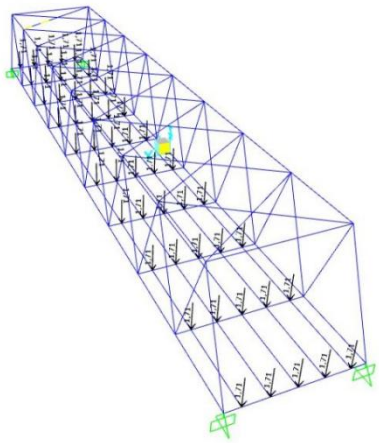
$$P_{EWL} = \frac{QEWL \text{ x } L}{n}$$

$$= \frac{1{,}898 \text{ x } 90 \text{ x } 10^3}{100}$$

$$= 1708 \text{ N}$$

$$= 1{,}708 \text{ kN}$$

Pembebanan untuk beban angin kendaraan diletakkan pada masing-masing *joint* gelagar memanjang sebagai beban titik seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.46 Pembebanan Angin Kendaraan (EW_L)

g. Beban gempa (*EQ*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \; x \; Wt$$

Keterangan:

EQ = gaya gempa horizontal (kN)

Csm = koefisien respons gempa elastis

Rd = faktor modifikasi respons

Wt = berat total struktur

1) Perhitungan berat struktur (*Wt)*

Berat struktur diambil dari berat sendiri bangunan atas jembatan seperti pada tabel berikut ini.

Tabel 5.4 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan

Nama	Berat sendiri	Berat sendiri	Panjang	Lebar	Tebal	Berat	Jumlah	Total
	KN/m	kN/m^3	m	m	m	kN	Buah	kN
Rangka atas	1.686	-	5	-	-	8.431	32	269,8
Rangka bawah	1.686	-	5	-	-	8.431	36	303,5
Batang diagonal	1.686	-	7	-	-	11.3	64	722,4
Ikatan angin	0.169	-	9.265	-	-	1.562	36	56,244
Gelagar memanjang	0.745	-	5	-	-	3.7	80	298,04
Gelagar melintang	2.059	-	7	-	-	14.4	17	245
Pelat Lantai	-	24	90	6	0.2	-		2592
Trotoar	-	24	90	1	0.25	-		540
Lapisan aspal	-	22	90	6	0.05	-		594
Air hujan	-	10	90	6	0.05	-		270
Railling	0.0498	-	90	-	-	-	4	17,93
							W_T =	5909

2) Respon Spektra

a) Analisis kelas situs

Berdasarkan SNI 2833 (2016), klasifikasi kelas situs dapat ditentukan dari 3 metode penyelidikan tanah ; nilai rata-rata

berbobot cepat rambat gelombang geser (***$\bar{V}s$***), hasil uji penetrasi standar (***$\bar{N}$***), dan kuat geser tak terdrainase (***$\bar{S}u$***). Adapun pada perencanaan Jembatan Kiringan data yang diperoleh berupa pengujian *N-SPT* (*Standar Penetration Test*) sebagai berikut.

Tabel 5.5 Data N-SPT Tanah Sekitar Jembatan Kiringan

Kedalaman	**Jenis tanah**	**Tebal lapisan *(t_i)***	***N-SPT***	***t_i*/N**
2,5	Pasir halus berlanau	2,5	3	0,833
4		1,5	3	0,500
5	Pasir berlempung berlanau lunak	1	4	0,250
7,5		2,5	6	0,417
10		2,5	8	0,313
12		2	18	0,111
12,5	Pasir berlanau keras	0,5	20	0,025
15		2,5	24	0,104
17,5		2,5	29	0,086
20		2,5	32	0,078
22,5		2,5	35	0,071
25		2,5	40	0,063
Jumlah		25		2,851

Untuk mendapatkan nilai $\bar{N}$, digunakan persamaan 3.35 sebagai berikut.

$$\bar{N} = \frac{\Sigma t_i}{\Sigma\left(\frac{t_i}{n}\right)}$$

$$= \frac{25}{2,851}$$

$$= 8,769$$

Berdasarkan Tabel 3.20 Klasifikasi Kelas Situs, dengan $\overline{N} < 15$ maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah lunak (SE)

b) Menentukan nilai PGA, S_S dan S_1 berdasarkan peta gempa

Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.13 , Gambar 3.14 dan Gambar 3.15, untuk daerah Yogyakarta diperoleh nilai sebagai berikut.

PGA = 0,4 g

S_S = 1,5 g

S_1 = 0,4 g

c) Menentukan faktor situs F_{PGA}, F_a dan F_v

Dari nilai PGA, S_S dan S_1 dengan kelas situ tanah lunak (SE), diperoleh nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.22 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}, F_a) dan Tabel 3.23 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v) sebagai berikut.

F_{PGA} = 0,9

F_a = 0,9

F_v = 2,4

d) Menggambar grafik respon spektra

Nilai- nilai pada grafik respon spektra dihitung berdasarkan Gambar 3.14 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah.

$A_s = F_{PGA} \, x \, PGA$

$= 0,9 \times 0,4$

$= 0,36$

$S_{DS} = F_a \, x \, S_S$

$= 0,9 \times 1,5$

$= 1,35$

$S_{D1} = F_v \, x \, S_1$

$= 2,4 \times 0,4$

$= 0,96$

$T_S = S_{D1} / S_{DS}$

$= 0,96 / 1,35$

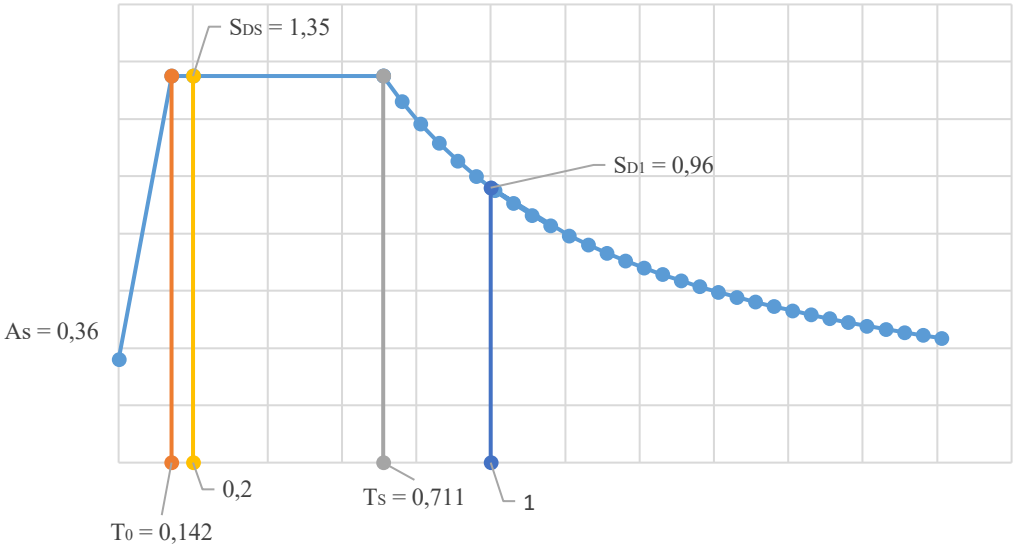
$= 0,711$

$T_0 = 0,2 \, T_S$

$= 0,2 \times 0,711$

$= 0,142$

Adapun grafik respon spektra dari nilai- nilai di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.47 Grafik Respon Spektra

3) Koefisien respons gempa elastis (*Csm*)

Untuk mendapatkan nilai *Csm,* terlebih dahulu dicari nilai periode alami *(T)* agar dapat dibandingkan dengan T_0 dan T_S. Mengacu pada SNI 2833-2008, waktu periode alami (*T*) pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\,K}}$$

Keterangan :

T = waktu periode alami (detik)

Wt = berat total struktur (kN)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/s^2)

K = kekakuan struktur pilar

Adapun nilai K didapatkan melalui perhitungan berikut ini.

a) Kekakuan struktur (K)

$$K = \frac{12\,EI}{L^3}$$

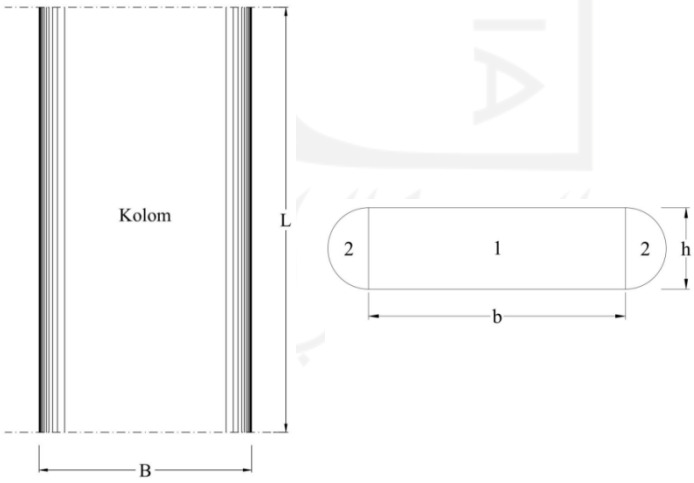
Keterangan :

E = modulus elastisitas beton (kPa)

I = momen inersia (m^4)

L = tinggi struktur pilar (m)

Penampang pilar yang digunakan pada Jembatan Kiringan adalah sebagai berikut.



Gambar 5.48 Kolom Pilar

Mutu beton ($f'c$) = 25 MPa

Modulus elastis beton (E) $= 4700 \times \sqrt{(f'c)}$

$= 4700 \times \sqrt{25}$

$= 23500$ MPa

$= 23500000$ kPa

Tinggi kolom pilar (L) $= 11$ m

Lebar kolom pilar (h) $= 1{,}2$ m

Panjang kolom pilar (b) $= 3{,}8$ m

Luas daerah 1 (A_1) $= b.h$

$= 3{,}8 \times 1{,}2$

$= 4{,}56\ m^2$

Luas daerah 2 (A_2) $= ½ \times ¼ \times \pi \times D^2$

$= ½ \times ¼ \times \pi \times 1{,}2^2$

$= 0{,}565\ m^2$

Jarak titik berat sumbu x $(\bar{x})$

Daerah 1 $(\bar{x}_1)$ $= 0$ m

Daerah 2 $(\bar{x}_2)$ $= \frac{4r}{3\pi} + \frac{1}{2} \times b$

$= \frac{4 \times 0{,}6}{3\pi} + \frac{1}{2} \times 3{,}8$

$= 4{,}32$ m

Jarak titik berat sumbu $(\bar{y})$

Daerah 1 $(\bar{y}_1)$ $= 0$ m

Daerah 2 ($\bar{y}_2$) = 0 m

Momen Inersia x (Ix)

Daerah 1 $= \frac{1}{12} \; x\, b^3 x\, h + A_1 .\bar{x}_1^2$

$= \frac{1}{12}$ x3,8^{3}x1,2 + 0

= 5,487 m^4

Daerah 2 $= 0{,}11\, r^4 + A_2 .\bar{x}_2^2$

= 0,11x0,6^4 + 0,565 x 4,32^2

= 2,64 m^4

Total $= \sum (Ix + A \; . \; \bar{x}^2)$

= 5,487 + 2,64 + 2,64

= 10,766 m^4

Momen Inersia y (Iy)

Daerah 1 $= \frac{1}{12} \; x\, b\, x\, h^3 + A_1 .\bar{y}_1^2$

$= \frac{1}{12}$ x 3,8 x 1,2^3 + 0

= 0,547 m^4

Daerah 2 $= \frac{\pi r^4}{8} + A_2 .\bar{y}_2^2$

$= \frac{\pi 0{,}6^4}{8} + 0$

= 0,051 m^4

Total $= \sum (Iy + A \; . \; \bar{y}^2)$

$= 0{,}547 + 0{,}051 + 0{,}051$

$= 0{,}649\ m^4$

Kekakuan struktur arah X (K_x) $= \frac{12\ E\ Ix}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 10{,}766}{11^3}$

$= 2281056$ kN/m

Kekakuan struktur arah X (K_y) $= \frac{12\ E\ Iy}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 0{,}649}{11^3}$

$= 137501$ kN/m

c) Waktu periode alami (T)

Waktu periode alami arah X (T_x) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ Kx}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{5909}{9{,}81\ x\ 2281056}}$

$= 0{,}102$ detik

Waktu periode alami arah Y (T_y) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ Kx}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{5909}{9{,}81\ x\ 137501}}$

$= 0{,}416$ detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa :

$T_X < T_0$

$0{,}102 < 0{,}142$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah X (C_{smx}) menggunakan persamaan 3.21 berikut.

$$C_{smx} = S_{DS} - A_s \frac{Tx}{T_0} + A_s$$

$$= 1{,}35 - 0{,}36 \frac{0{,}102}{0{,}142}$$

$$= 1{,}071$$

Sedangkan pada arah Y didapatkan bahwa :

$$T_0 < T_X \leq T_S$$

$$0{,}142 < 0{,}416 < 0{,}711$$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah Y (C_{smy}) menggunakan persamaan 3.22 berikut.

$$C_{smy} = S_{DS}$$

$$= 1{,}35$$

4) Faktor modifikasi respons (*R)*

Jembatan Kiringan termasuk jembatan yang memiliki fungsi jalan lingkungan sehingga berdasarkan Tabel 3.26 Kategori Kepentingan Jembatan, Jembatan Kiringan termasuk pada Jembatan Lainnya. Jembatan Kiringan menggunakan 1 pilar beton bertulang, mengacu pada Tabel 3.24 Faktor Modifikasi Respons (*R)* untuk Bangunan Bawah didapatkan nilai $R = 3$.

5) Gaya gempa horizontal

Gaya gempa horizontal arah X

$$EQ_x = \frac{Csmx}{R} \; x \; Wt$$

$$= \frac{1{,}071}{3.} \; x \; 5909$$

$$= 2109 \text{ kN}$$

Joint (n) = 16 buah

$$EQ_x = \frac{2109}{16}$$

$$= 141 \text{ kN}$$

Gaya gempa horizontal arah Y

$$EQ_y = \frac{Csmy}{R} \; x \; Wt$$

$$= \frac{1{,}35}{3.} \; x \; 6215.5$$

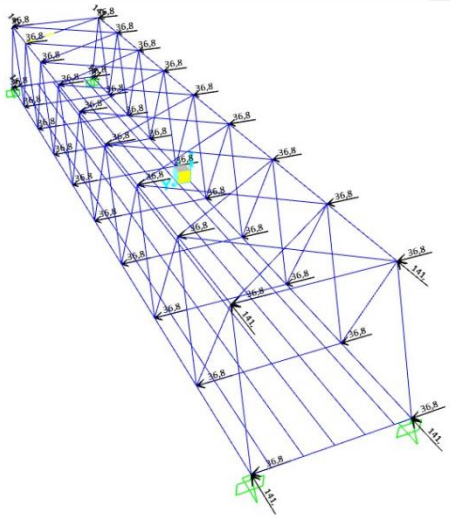
$$= 2797 \text{ kN}$$

Joint (n) = 76 buah

$$EQ_y = \frac{2797}{76}$$

$$= 36{,}802 \text{ kN}$$

Pembebanan gaya gempa horizontal dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.49 Pembebanan Gaya Gempa Horizontal (*EQ*)

2. Analisis Struktur

Dari perhitungan pembebanan di atas kemudian dilakukan analisis menggunakan program SAP 2000 guna mendapatkan gaya- gaya dalam pada masing- masing elemen struktur. Adapun proses analisis dilakukan menggunakan kombinasi beban yang telah ditentukan pada SNI 1725 (2016) sebagai berikut.

Kuat I = 1,3 *MS* + 2 *MA* + 1,8 *TD* + 1,8 *TB* + 1,8 *TP*

Kuat II = 1,3 *MS* + 2 *MA* + 1,4 *TD* + 1,4 *TB* + 1,4 *TP*

Kuat III = 1,3 *MS* + 2 *MA* + 1,4 *EWs*

Kuat IV = 1,3 *MS* + 2 *MA* +

Kuat V = 1,3 *M*S + 2 *MA* + 0,4 *EWs*+ EW_L

Ekstrem I = 1,3 *MS* + 2 *MA* + *EQ*

Ekstrem II = 1,3 *MS* + 2 *MA* + 0,5 *TD* + 0,5 *TB* + 0,5 *TP*

Layan I = *MS* + *MA* + *TD* + *TB* + *TP* + 0,3 *EWs*+ EW_L

Layan II = *MS* + *MA* + 1,3 *TD* + 1,3 *TB* + 1,3 *TP*

Layan III = *MS* + *MA* + 0,8 *TD* + 0,8 *TB* + 0,8 *TP*

Layan IV = *MS* + *MA* + 0,7 *EWs*

Di bawah ini adalah tabel rekapitulasi hasil analisis struktur menggunakan SAP 2000 v.22.

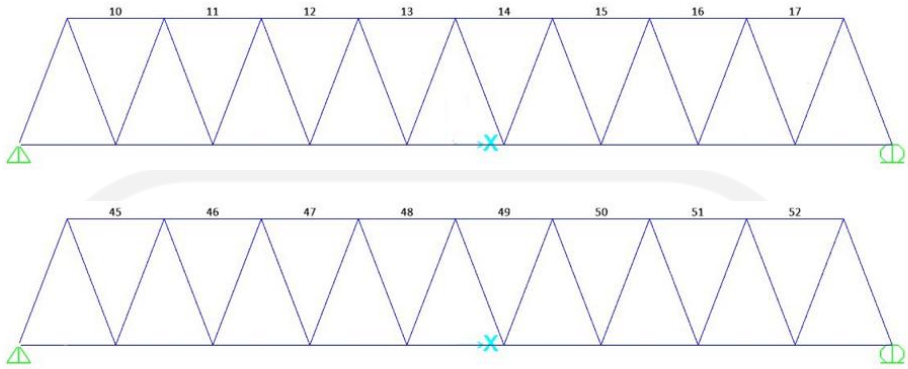
Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Masing- Masing Batang

Batang Atas		Batang Bawah		Batang Diagonal				Ikatan Angin			
Batang Tekan		Batang Tarik		Batang Tekan		Batang Tarik		Batang Tekan		Batang Tarik	
Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1
10	-1488,738	1	442,266	18	-2083,701	23	739,446	81	-19,94	87	21,2
11	-2649,397	2	1416,306	19	-1622,264	24	1200,883	83	-19,11	88	8,72
12	-3474,48	3	2118,624	20	-1160,828	25	1662,32	92	-9,83	90	8,65
13	-3972,554	4	2584,6	21	-699,391	26	2123,756	94	-9,39	108	8,66
14	-4135,052	5	2837,237	22	-237,954	27	2083,701	96	-1,43	110	8,73
15	-3600,102	6	2707,515	32	-739,446	28	1622,264	98	-1,63	116	21,2
16	-2729,575	7	2189,913	33	-1200,883	29	1160,828	100	-1,62	-	
17	-1532,04	8	1441,192	34	-1662,32	30	699,391	102	-1,43		
45	-1488,738	9	421,981	35	-2123,756	31	237,954	104	-9,4		
46	-2649,397	36	442,266	53	-2083,701	58	739,446	106	-9,84		
47	-3474,48	37	1416,306	54	-1622,264	59	1200,883	112	-19,12		
48	-3972,554	38	2118,624	55	-1160,828	60	1662,32	114	-19,95		
49	-4135,052	39	2584,6	56	-699,391	61	2123,756				

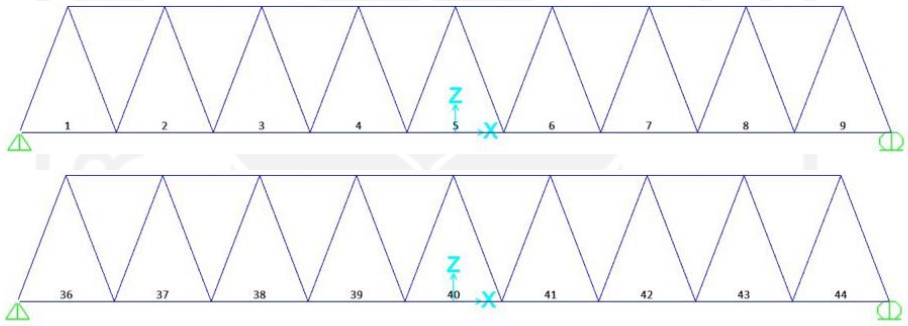
Lanjutan Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Masing-Masing Batang

Batang Atas		Batang Bawah		Batang Diagonal				Ikatan Angin			
Batang Tekan		Batang Tarik		Batang Tekan		Batang Tarik		Batang Tekan		Batang Tarik	
Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1	Frame	Kuat 1
50	-3600,102	40	2837,237	57	-237,954	62	2083,701				
51	-2729,575	41	2707,515	67	-739,446	63	1622,264				
52	-1532,04	42	2189,913	68	-1200,883	64	1160,828				
		43	1441,192	69	-1662,32	65	699,391				
		44	421,981	70	-2123,756	66	237,954				

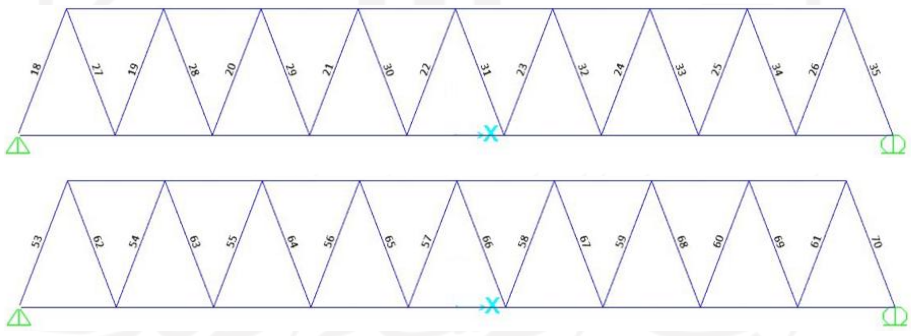
Berikut merupakan penomoran pada masing- masing batang.



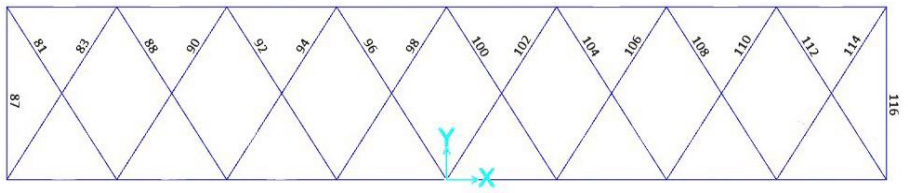
Gambar 5.50 Penomoran Frame Rangka Atas



Gambar 5.51 Penomoran Frame Batang Bawah

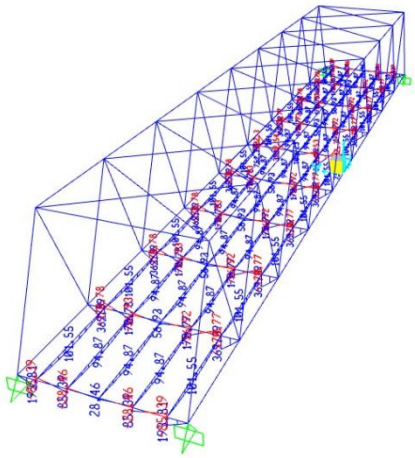


Gambar 5.52 Penomoran Frame Rangka Diagonal

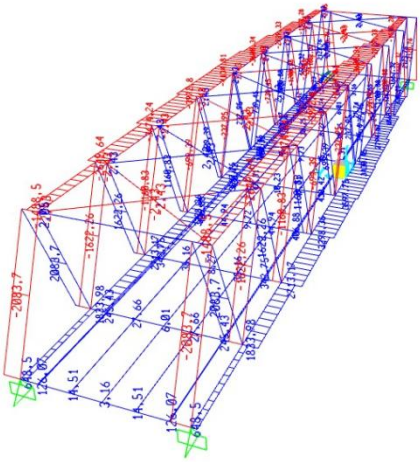


Gambar 5.53 Penomoran Frame Ikatan Angin

Adapun diagram hasil berupa *normal force diagram (NFD)* dan *bending moment diagram (BMD)* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.54 BMD Kombinasi Kuat I



Gambar 5.55 NFD Kombinasi Kuat I

3. Desain Profil Rangka Utama

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil berupa gaya- gaya aksial pada elemen rangka yang mencakup rangka atas, batang diagonal, rangka bawah dan ikatan angin. Gaya aksial tersebut menjadikan elemen- elemen pada struktur rangka

mengalami tarik dan tekan. Didapatkan pula hasil berupa momen ultimit pada gelagar memanjang dan gelagar melintang sehingga kedua elemen tersebut berperilaku sebagai batang lentur.

a. Batang atas (*top chord)*

Dapat dilihat dari tabel dan NFD bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada *frame* 14 dan 49 yakni sebesar *Pu* = - 4135,02 kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 400x400x13x21 dengan standar JIS 3101 SS400. Adapun langkah- langkah perhitungan batang atas adalah sebagai berikut.

Tinggi (*h*) = 400 mm

Lebar (*b*) = 400 mm

Tebal badan (*tw*) = 13 mm

Tebal sayap (*tf*) = 21 mm

Berat (*q*) = 172 kg/m

Jari- jari sudut (*r)* = 22 mm

Luas tampang (*Ag*) = 21870 mm^2

Inersia x (*Ix*) = 666000000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 224000000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 175 mm

Radius girasi y (*ry*) = 101 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 3330000 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 1120000 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 23729600 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 1254400 mm^3

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tegangan putus (*Fu*) = 410 MPa

Tegangan leleh (*Fy*) = 250 MPa

Panjang batang *(L)* = 5000 mm

1) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{b}{tf} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0{,}5\ x\ 400}{21} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$9{,}524 < 15{,}839$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

2) Cek kelangsingan badan

$$\frac{ho}{tw} \leq 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{400-(2x21)-(2x22)}{13} \leq 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

24,154 < 42,144

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (*flexural buckling, FB)* dan tekuk torsi *(torsional buckling, TB).*

3) Tekuk lentur (FB)

a) Rasio kelangsingan batang (*K* =1 untuk tumpuan sendi- sendi)

$$\frac{K\,L}{ry} = \frac{1\,x\,5000}{101}$$

$$= 49{,}505$$

b) Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2\,x\,E}{(KL/\,ry)^2}$$

$$= \frac{\pi^2\,x\,200000}{(49{,}505)^2}$$

$$= 805{,}439 \text{ MPa}$$

c) Jenis tekuk

$$\frac{K\,L}{ry} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1\,x\,5000}{101} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

49,505 < 133,219

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

d) Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) x\ Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{250}{805{,}439}}\right)\ x\ 250$$

$$= 219{,}543 \text{ MPa}$$

e) Kuat tekan rencana

$$\phi Pn = \phi\ x\ F_{cr}\ x\ Ag$$

$$= 0{,}9\ x\ 219{,}543\ x\ 21870\ x\ 10^{-3}$$

$$= 3261{,}372 \text{ kN}$$

4) Tekuk torsi (TB)

a) Konstanta pembengkokan

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

$$= \frac{224000000\ x\ 314^2}{4}$$

$$= 5{,}521 \text{ x } 10^{12}$$

b) Konstanta torsi

$$J = \frac{1}{3} x [(2 x tf^3 x b) + (tw^3 x h_0)]$$

$$= \frac{1}{3} x [(2 \text{ x } 21^3 \text{ x } 200) + (21^3 \text{ x } 314)]$$

$$= 1464753 \text{ mm}^4$$

c) Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$F_e = \left[\left(\frac{\pi^2 x E x C_w}{(KL)^2}\right) + (G x J)\right] x \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= \left[\left(\frac{\pi^2 x 200000 x 2{,}515 x 10^{12}}{(1 x 5000)^2}\right) + (77200 x 1464753)\right] x \frac{1}{666 \text{ x} 10^6 + 224 x 10^6}$$

$$= 505{,}537 \text{ mm}^4$$

d) Jenis tekuk

$$\frac{K L}{ry} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 x 5000}{101} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$49{,}505 < 133{,}219$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

e) Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) x Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{250}{505{,}537}}\right) \; x \; 250$$

= 210,996 MPa

f) Kuat tekan rencana

$\phi Pn = \phi \; x \; F_{cr} \; x \; Ag$

$= 0{,}9 \; x \; 210{,}996 \; x \; 21870 \; x \; 10^{-3}$

= 4153,033 kN

Adapun kuat tekan yang digunakan adalah kuat tekan terkecil diantara kondisi batas FB dan TB. Maka diambil nilai ϕPn = 4153,033 kN

5) Cek keamanan profil

$\phi Pn > Pu$

4153,033 kN > 4135,02 kN (AMAN)

b. Batang bawah (*bottom chord)*

Dari tabel dan NFD dapat dilihat bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada *frame* 5 dan 40 yakni sebesar *Pu* = 2837,237 kN. Batang atas didesain menggunakan profil IWF 400x400x13x21 dengan standar JIS 3101 SS400. Adapun langkah- langkah perhitungan batang atas adalah sebagai berikut.

Tinggi (*h*) = 400 mm

Lebar (*b*) = 400 mm

Tebal badan (*tw*) = 13 mm

Tebal sayap (*tf*) = 21 mm

Berat (*q*) = 172 kg/m

Jari- jari sudut (*r)* = 22 mm

Luas tampang (*Ag*) = 21870 mm^2

Inersia x (*Ix*) = 666000000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 224000000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 175 mm

Radius girasi y (*ry*) = 101 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 3330000 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 1120000 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 23729600 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 1254400 mm^3

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tegangan putus (*Fu*) = 410 MPa

Tegangan leleh (*Fy*) = 250 MPa

Panjang batang *(L)* = 5000 mm

1) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga :

n = 2

An = Ag – (n x dh x tf)

= 21870 – (2 x 24 x 21)

= 20862 mm^2

2) Faktor *shear lag*

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015), ditentukan nilai $U = 1$. Hal ini dikarenakan semua komponen struktur tarik disalurkan ke sambungan.

3) Luas penampang efektif

Ae = U x An

= 1 x 20862

= 20862 mm^2

4) Kuat tarik rencana

a) Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

ϕPn = ϕ x Fy x Ag

= 0,9 x 250 x 21870 x 10^{-3}

= 4920,75 kN

b) Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

ϕPn = ϕ x Fu x Ae

= 0,75 x 410 x 20862 x 10^{-3}

= 6415,065 kN

dipakai ϕPn = 4920,75 kN

5) Cek keamanan

ϕPn > Pu

4920,75 kN > 2837,237 kN (AMAN)

c. Batang diagonal

Beban aksial mengakibatkan adanya batang tekan dan batang tarik sehingga perlu dihitung untuk kedua batang tersebut.

1) Batang tekan

Dapat dilihat dari tabel dan NFD bahwa gaya aksial tekan terbesar terjadi pada *frame* 35 dan 70 sebesar *Pu* = - 2123,756 kN. Berikut merupakan perhitungan batang tekan pada pada batang diagonal menggunakan profil IWF 400x400x13x21 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi (*h*) = 400 mm

Lebar (*b*) = 400 mm

Tebal badan (*tw*) = 13 mm

Tebal sayap (*tf*) = 21 mm

Berat (*q*) = 172 kg/m

Jari- jari sudut (*r)* = 22 mm

Luas tampang (*Ag*) = 21870 mm^2

Inersia x (*Ix*) = 666000000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 224000000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 175 mm

Radius girasi y (*ry*) = 101 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 3330000 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 1120000 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 23729600 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 1254400 mm^3

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tegangan putus (*Fu*) = 410 MPa

Tegangan leleh (*Fy*) = 250 MPa

Panjang batang *(L)* = 5000 mm

a) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{b}{tf} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0{,}5\ x\ 400}{21} \leq 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

9,524 < 15,839

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\frac{ho}{tw} \leq 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{400-(2x21)-(2x22)}{13} \leq 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$24{,}154 < 42{,}144$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (*flexural buckling, FB)* dan tekuk torsi *(torsional buckling, TB)*.

c) Tekuk lentur (FB)

i. Rasio kelangsingan batang (K =1 untuk tumpuan sendi-sendi)

$$\frac{K\,L}{ry} = \frac{1\,x\,6694}{101}$$

$$= 66{,}277$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2 \, x \, E}{(KL/\, ry)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \, x \, 200000}{(66{,}277)^2}$$

= 449,367 MPa

iii. Jenis tekuk

$$\frac{K\,L}{ry} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \, x \, 6694}{101} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

66,277 < 133,219

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

iv. Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) x \, Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{250}{449{,}367}}\right) \, x \, 250$$

= 198,067 MPa

v. Kuat tekan nominal

$$Pn = \phi \, x \, F_{cr} \, x \, Ag$$

$$= 0{,}9 \, x \, 198{,}067 \, x \, 21870 \, x \, 10^{-3}$$

= 3898,553 kN

d) Tekuk torsi (TB)

i. Konstanta pembengkokan

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

$$= \frac{224000000 \; x \; 314^2}{4}$$

$$= 5{,}521 \text{ x } 10^{12}$$

ii. Konstanta torsi

$$J = \frac{1}{3} \; x \; [(2 \; x \; tf^3 \; x \; b) + (tw^3 \; x \; h_0)]$$

$$= \frac{1}{3} \; x \; [(2 \text{ x } 21^3 \text{ x } 200) + (21^3 \text{ x } 314)]$$

$$= 1{,}465 \text{ x} 10^6 \text{ mm}^4$$

iii Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$F_e = \left[\left(\frac{\pi^2 \; x \; E \; x \; C_w}{(KL)^2}\right) + (G \; x \; J)\right] \; x \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= \left[\left(\frac{\pi^2 x 200000 x 2{,}51 \text{x} 10^{12}}{(1 \; x \; 6694)^2}\right) + (77200 x 1{,}465 x 10^6)\right] x \frac{1}{666 \text{ x} 10^6 + 224 \text{x} 10^6}$$

$$= 400{,}340 \text{ mm}^4$$

iv. Jenis tekuk

$$\frac{K \; L}{ry} \quad \leq \quad 4{,}71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \; x \; 6694}{101} \leq \; 4{,}71 \; \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

66,277 < 133,219

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

v. Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) \; x\, Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{250}{400{,}340}}\right) \; x\, 250$$

$$= 192{,}499 \text{ MPa}$$

vi. Kuat tekan rencana

$$\phi Pn = \phi \; x \; F_{cr} \; x \; Ag$$

$$= 0{,}9 \; x \; 192{,}499 \; x \; 21870 \; x \; 10^{-3}$$

$$= 3788{,}95 \text{ kN}$$

Adapun kuat tekan yang digunakan adalah kuat tekan terkecil diantara kondisi batas FB dan TB. Maka diambil nilai ϕPn = 3788,95 kN

e) Cek keamanan profil

ϕPn > Pu

3788,95 kN > 2123,756 kN (AMAN)

2) Batang tarik

Dapat dilihat dari tabel dan NFD bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada pada *frame* 26 dan 61 yakni sebesar *Pu* = 2123,756 kN. Berikut merupakam perhitungan batang tarik pada pada batang diagonal dengan menggunakan profil IWF 350x350x12x19 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi (*h*) = 350 mm

Lebar (*b*) = 350 mm

Tebal badan (*tw*) = 12 mm

Tebal sayap (*tf*) = 19 mm

Berat (*q*) = 136 kg/m

Jari- jari sudut (*r)* = 20 mm

Luas tampang (*Ag*) = 17390 mm^2

Inersia x (*Ix*) = 403000000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 136000000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 147 mm

Radius girasi y (*ry*) = 85,3 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 2300000 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 776000 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 2576000 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 869120 mm^3

Modulus elastisitas (E) = 200000 MPa

Tegangan putus (Fu) = 410 MPa

Tegangan leleh (Fy) = 250 MPa

Panjang batang (L) = 6694 mm

a) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga $n = 2$

$An = Ag – (n \; x \; dh \; \text{x} \; tf)$

$= 21870 – (2 \text{ x } 24 \text{ x } 21)$

$= 20862 \text{ mm}^2$

b) Faktor *shear lag*

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015), ditentukan nilai $U = 0,9$. Hal ini dikarenakan komponen sayap disambungkan dengan baut > 3 buah perbaris dan b/h > 2/3.

c) Luas penampang efektif

$Ae = U \text{ x } An$

$= 0,9 \text{ x } 20862$

$= 18435,6 \text{ mm}^2$

d) Kuat tarik rencana

i. Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

ϕPn = ϕ x Fy x Ag

= 0,9 x 250 x 21870 x 10^{-3}

= 4920,75 kN

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

ϕPn = ϕ x Fu x Ae

= 0,75 x 410 x 18435,6 x 10^{-3}

= 5668,947kN

dipakai ϕPn = 4920,75 kN

e) Cek keamanan

ϕPn > Pu

4920,75 kN > 2123,756 (AMAN)

d. Ikatan angin

Beban aksial mengakibatkan adanya batang tekan dan batang tarik sehingga perlu dihitung untuk kedua batang tersebut

1) Batang tekan

Dapat dilihat dari NFD bahwa gaya aksial tekan terjadi pada *frame* 81 dan 114 Pu = -19,94 kN. Berikut merupaka perhitungan batang tekan pada pada batang diagonal menggunakan profil IWF 100x100x6x8 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi (h) = 100 mm

Lebar (*b*) = 100 mm

Tebal badan (*tw*) = 6 mm

Tebal sayap (*tf*) = 8 mm

Berat (*q*) = 17,2 kg/m

Jari- jari sudut (*r)* = 10 mm

Luas tampang (*Ag*) = 2190 mm^2

Inersia x (*Ix*) = 3830000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 1340000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 41,8 mm

Radius girasi y (*ry*) = 24,7 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 76500 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 26700 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 85680 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 29904 mm^3

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tegangan putus (*Fu*) = 410 MPa

Tegangan leleh (*Fy*) = 250 MPa

Panjang batang *(L)* = 9265 mm

a) Cek kelangsingan sayap

$\frac{b}{tf}$ $\leq 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{0{,}5 \times 100}{8}$ $\leq 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{250}}$

6,25 < 15,839

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$\frac{ho}{tw}$ $\leq 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}}$

$\frac{100-(2x8)-(2x8)}{6}$ $\leq 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{250}}$

10,667 < 42,144

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (*flexural buckling, FB)* dan tekuk torsi *(torsional buckling, TB).*

c) Tekuk lentur (FB)

i. Rasio kelangsingan batang (K =1 untuk tumpuan sendi-sendi)

$$\frac{K\,L}{ry} = \frac{1\,x\,9265}{24{,}7}$$

$$= 375{,}101$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2\,x\,E}{(KL/\,ry)^2}$$

$$= \frac{\pi^2\,x\,200000}{(375{,}101)^2}$$

$$= 14{,}029 \text{ MPa}$$

iii. Jenis tekuk

$$\frac{K\,L}{ry} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1\,x\,9265}{24{,}7} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$375{,}1 < 133{,}219$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

iv. Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) x\, Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{250}{14{,}029}}\right) \; x\; 250$$

$$= 12{,}304 \text{ MPa}$$

v. Kuat tekan nominal

$$Pn = \phi \; x \; F_{cr} \; x \; Ag$$

$$= 0{,}9 \; x \; 12{,}304 \; x \; 2190 \; x \; 10^{-3}$$

$$= 24{,}25 \text{ kN}$$

d) Tekuk torsi (TB)

i. Konstanta pembengkokan

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

$$= \frac{1340000 \; x \; 64^2}{4}$$

$$= 1{,}372 \text{ x } 10^9$$

ii. Konstanta torsi

$$J = \frac{1}{3} \; x \; [(2 \text{ x } tf^3 \text{ x } b) + (tw^3 \text{ x } h_0)]$$

$$= \frac{1}{3} \; x \; [(2 \text{ x } 8^3 \text{ x } 50) + (6^3 \text{ x } 64)]$$

$$= 21675 \text{ mm}^4$$

iii. Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$F_e = \left[\left(\frac{\pi^2 \; x \; E \; x \; C_w}{(KL)^2}\right) + (G \; x \; J)\right] \; x \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= \left[\left(\frac{\pi^2 x 200000 x 1{,}372 \text{x} 10^9}{(1 \; x \; 9265)^2}\right) + (77200 x 21675)\right] x \frac{1}{3{,}83 \text{ x} 10^6 + 1{,}34 \text{ x} 10^6}$$

= 329,756 mm^4

iv. Jenis tekuk

$$\frac{K\,L}{ry} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1\ x\ 9265}{24{,}7} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{250}}$$

375,1 > 133,219

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk elastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

v. Tegangan kritis

$F_{cr} = 0{,}877\ Fe$

= 0,877 x 329,756

= 289,196 MPa

vi. Kuat tekan rencana

$\phi Pn = \phi\ x\ F_{cr}\ x\ Ag$

= 0,9 *x* 289,196 *x* 2190 *x* 10^{-3}

= 570 kN

Adapun kuat tekan yang digunakan adalah kuat tekan terkecil diantara kondisi batas FB dan TB. Maka diambil nilai ϕPn = 24,25 kN

e) Cek keamanan profil

ϕPn > Pu

24,25 > 19,94 (AMAN)

2) Batang tarik

Dari tabel dan NFD didapatkan bahwa gaya aksial tarik terbesar terjadi pada *frame* 87 dan 116 sebesar Pu = 21,2 kN. Berikut merupakan perhitungan batang tarik pada pada batang diagonal menggunakan profil IWF 100x100x6x8 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi (h) = 100 mm

Lebar (b) = 100 mm

Tebal badan (tw) = 6 mm

Tebal sayap (tf) = 8 mm

Berat (q) = 17,2 kg/m

Jari- jari sudut (r) = 10 mm

Luas tampang (Ag) = 2190 mm^2

Inersia x (Ix) = 3830000 mm^4

Inersia y (*Iy*) = 1340000 mm^4

Radius girasi x (*rx*) = 41,8 mm

Radius girasi y (*ry*) = 24,7 mm

Modulus elastis x (*Sx*) = 76500 mm^3

Modulus elastis y (*Sy*) = 26700 mm^3

Modulus plastis x (*Zx*) = 85680 mm^3

Modulus plastis y (*Zy*) = 29904 mm^3

Modulus elastisitas (*E*) = 200000 MPa

Tegangan putus (*Fu*) = 410 MPa

Tegangan leleh (*Fy*) = 250 MPa

Panjang batang *(L)* = 9265 mm

a) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga $n = 2$

$An = Ag – (n \times dh \times tf)$

$= 2190 – (2 \times 18 \times 8)$

$= 1902\ mm^2$

b) Faktor *shear lag*

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015), ditentukan nilai *U = 0,9*. Hal ini dikarenakan komponen sayap disambungkan dengan baut > 3 buah perbaris dan b/h > 2/3.

c) Luas penampang efektif

$Ae = U$ x An

= 0,9 x 1711,8

= 1711,8 mm^2

d) Kuat tarik rencana

i. Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

ϕPn = ϕ x Fy x Ag

= 0,9 x 250 x 2190 x 10^{-3}

= 492,75 kN

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

ϕPn = ϕ x Fu x Ae

= 0,75 x 410 x 1711,8 x 10^{-3}

= 526.379 kN

dipakai ϕPn = 492,75 kN

e) Cek keamanan

ϕPn > Pu

492,75 kN > 21,2 kN (AMAN)

5.1.5 Sambungan

Sambungan yang digunakan pada perencanaan Jembatan Kiringan adalah jenis sambungan baut. Batang- batang yang disambung akan bertumpu pada pelat buhul. Konfigurasi baut pada setiap elemen yang disambung direncanakan dipasang dalam dua baris. Adapun sambungan yang dihitung adalah sebagai berikut

1. Sambungan batang atas

   Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari nilai kuat tekan rencana pada batang atas sebesar ϕPn = 4153,033 kN. Perhitungan sambungan batang atas dapat dilihat pada langkah- langkah di bawah ini.

   Tipe baut = A325

   Kuat tarik nominal baut (*Fnt)* = 620 MPa

   Kuat geser nominal baut (*Fnv)* = 372 MPa

   Diameter baut (*db)* = 30 mm

   Diameter baut (*dh)* = 33 mm (dimensi lubang standar)

   Tebal pelat buhul (*tp)* = 15 mm

   Tebal pelat badan (*tpb)* = 10 mm

   a. Luas penampang baut

      $Ab = ¼ \times \pi \times db^2$

      $= ¼ \times \pi \times 30^2$

= 706,858 mm^2

b. Kuat geser satu buah baut

ϕRn = 0,75 x *Fnv* x *Ab*

= 0,75 x 372 x 706,858

= 197,213 kN

c. Jumlah baut

$nb = \frac{\phi Pn}{\phi Rn}$

$= \frac{4153,033}{197,213}$

= 21,059 buah

≈ 26 buah

d. Jarak spasi minimum antar baut dan jarak minimum baut ke tepi

Baut dipasang sebanyak 20 buah pada pelat sayap dan 6 buah baut pada pelat badan

1) Pelat sayap

s = 3 x *db*

= 3 x 30

= 90 mm

≈ 100 mm

st = ½ *x s*

= ½ x 90

= 45 mm > 38 mm OK

≈ 50 mm

2) Pelat badan

s = 3 x *db*

= 3 x 30

= 90 mm

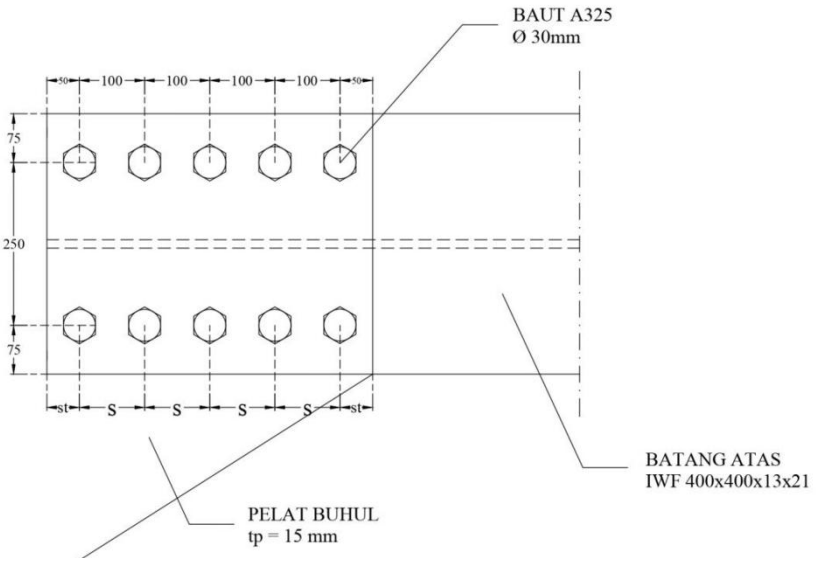
≈ 100 mm

st = ½ *x s*

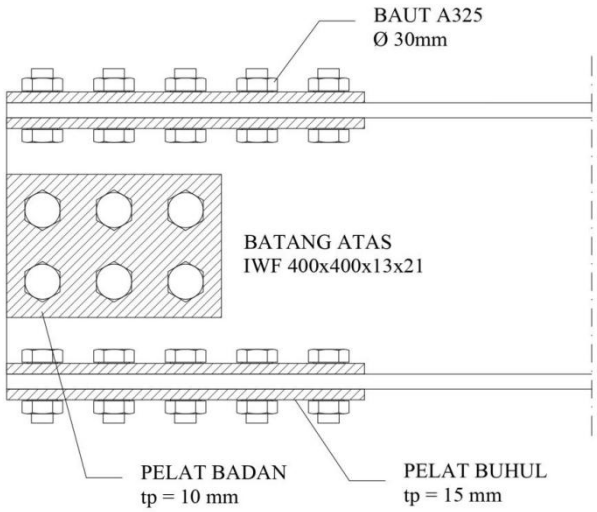
= ½ x 90

= 45 mm > 38 mm OK

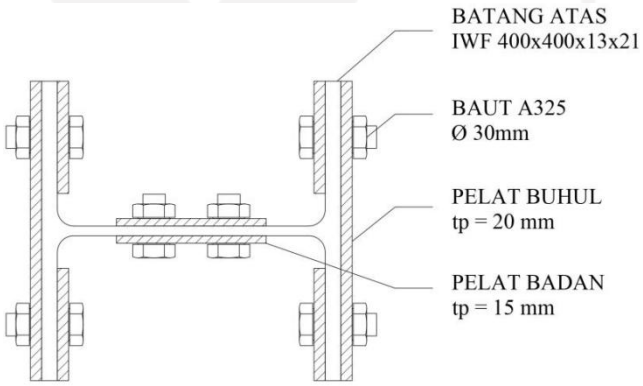
≈ 50 mm



Gambar 5.56 Desain Sambungan Baut Batang Atas



Gambar 5.57 Tampak Atas Sambungan Baut Batang Atas

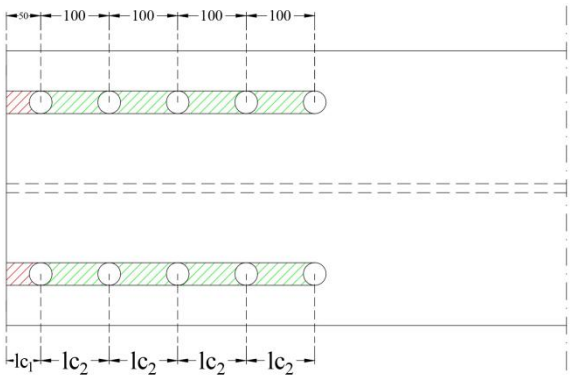


Gambar 5.58 Tampak Samping Sambungan Baut Batang Atas

e. Kuat tumpu batang tarik

1) Pelat sayap

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat sayap dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.59 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Sayap

lc_1 = *st - (0,5 x dh)*

= *50* - (*0,5* x33)

= 33,5 mm

lc_2 = *s - (2 x 0,5 x dh)*

= 100 - (2x *0,5* x 33)

= 67 mm

Rn_1= *1,2 x* lc_1 *x tf x fu* ≤ *2,4 x db x tf x fu*

= 1,2 x 33,5 x 21 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 21 x 410 x 10^{-3}

= 346,122 kN ≤ 619,92 kN

Rn_1= 346,122 kN

Rn_2= *1,2 x* lc_2 *x tf x fu* ≤ *2,4 x db x tf x fu*

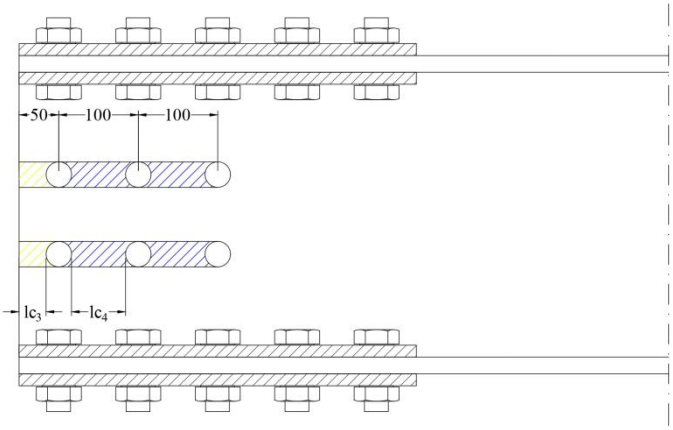
= 1,2 x 67 x 21 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 21 x 410 x 10^{-3}

= 692,244 kN ≤ 619,92 kN

Rn_2= 619,92 kN

2) Pelat badan

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat badan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.60 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Badan

lc_3 = *st - (0,5 x dh)*

= *50* - (*0,5* x33)

= 33,5 mm

lc_4 = *s - (2 x 0,5 x dh)*

= 100 - (2x *0,5* x 33)

= 67 mm

Rn_3= *1,2 x* lc_3 *x tw x fu* ≤ *2,4 x db x tw x fu*

= 1,2 x 33,5 x 13 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 13 x 410 x 10^{-3}

= 214,266 kN ≤ 383,76 kN

Rn_3= 214,266 kN

Rn_4= *1,2 x* lc_4 *x tw x fu* ≤ *2,4 x db x tw x fu*

= 1,2 x 67 x 13 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 13 x 410 x 10^{-3}

= 428,532 kN ≤ 383,76 kN

Rn_4= 383,76 kN

Adapun nilai kuat tumpu rencana adalah sebagai berikut.

ϕRn = *0,75 x (n . Rn1 + n . Rn2 + n . Rn3 + n . Rn4)*

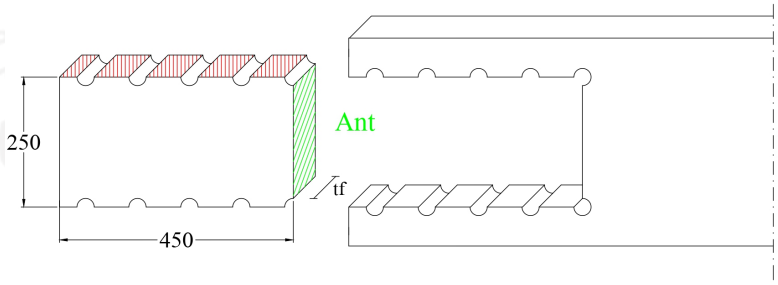
= 0,75 x (4x346,122 + 16x619,92 + 2x214,266 + 4x383,76)

= 9950,085 kN

f. Kuat blok geser

1) Pelat sayap

Pola keruntuhan blok geser pada pelat sayap dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.61 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Sayap

Agv = 450 x 21

$= 9450\ mm^2$

$Agt = 250 \times 21$

$= 5250\ mm^2$

$Anv = (2\ x\ Agv) - (n\ x\ dh \times tf)$

$= (2 \times 9450) - (4{,}5 \times 33 \times 21)$

$= 15782\ mm^2$

$Ant = Agt - (n\ x\ dh \times tf)$

$= 5250 - (0{,}5 \times 33 \times 21)$

$= 9450 mm^2$

$Ubs = 1$

$Rnf_{sayap} = (0{,}6.Fu.Anv) + (Ubs.Fu.Ant)$

$= [(0{,}6 \times 410 \times 15782) + (1 \times 410 \times 4904)] \times 10^{-3}$

$= 5892{,}684\ kN$

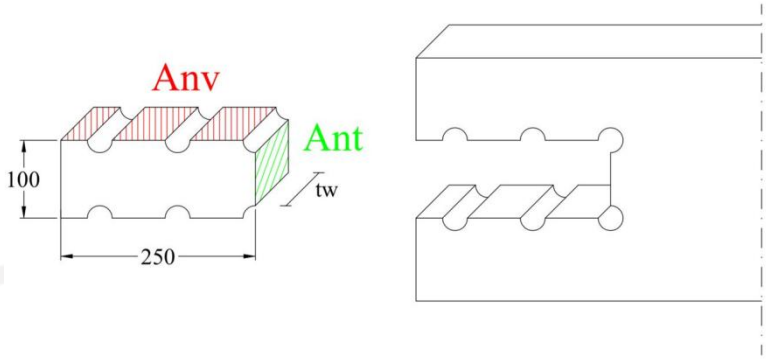
$Rny_{sayap} = (0{,}6.Fy.Agv) + (Ubs.Fu.Ant)$

$= [(0{,}6 \times 250 \times 9450) + (1 \times 410 \times 9450)] \times 10^{-3}$

$= 3427{,}935\ kN$

2) Pelat badan

Pola keruntuhan blok geser pada pelat badan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.62 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Badan

Agv = 250 x 13

= 3250 mm^2

Agt = 100 x 13

= 1300 mm^2

Anv = (*2 x Agv) – (n x dh* x *tw)*

= (2 x 3250) - (2,5 x 33 x 13)

= 5428 mm^2

Ant = *Agt – (n x dh* x *tw)*

= 1300 - (0,5 x 33 x 13)

= 1086 mm2

Ubs = 1

Rnf_{badan} = (0,6.*Fu.Anv*) + (*Ubs.Fu.Ant*)

= [(0,6 x 410 x 5428) + (1 x 410 x 1086)] x 10^{-3}

= 18780,22 kN

$Rny_{badan} = (0{,}6.Fy.Agv) + (Ubs.Fu.Ant)$

$= [(0{,}6 \times 250 \times 3250) + (1 \times 410 \times 1086)] \times 10^{-3}$

$= 932{,}555$ kN

Kuat blok geser pada pelat sayap dan pelat badan dijumlahkan untuk mendapatkan nilai terkecil dari keduanya.

$Rnf_{Total} = (2 \,.\, Rnf_{sayap}) + Rnf_{badan}$

$= (2 \times 5892{,}684) + 18780{,}22$

$= 13656{,}588$ kN

$Rny_{Total} = (2 \,.\, Rny_{sayap}) + Rny_{badan}$

$= (2 \times 3427{,}935) + 932{,}555$

$= 7788{,}425$ kN

Diambil nilai terkecil yakni $Rny = 7788{,}425$ kN, sehingga,

$\phi Rn = 0{,}75 \times 7788{,}425$

$= 5841{,}319$ kN

Hasil perhitungan kekuatan sambungan pada batang atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Batang Atas

No.	Jenis	ϕRn
		(kN)
1.	Kuat geser baut	30765,303
2.	Kuat tumpu pelat	9950,085
3.	Kuat blok geser	5841,319
	ϕRn *pakai* =	5841,319

$\phi Rn > \phi Pu$

5841,32 > 4153,033 AMAN

2. Sambungan batang diagonal

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan pada batang bawah diambil dari nilai kuat tarik rencana terbesar yakni ϕPn = 3788,95 kN. Perhitungan sambungan batang atas dapat dilihat pada langkah- langkah di bawah ini.

Tipe baut = A325

Kuat tarik nominal baut (*Fnt)* = 620 MPa

Kuat geser nominal baut (*Fnv)* = 372 MPa

Diameter baut (*db)* = 30 mm

Diameter baut (*dh)* = 33 mm (dimensi lubang standar)

Tebal pelat buhul (*tp)* = 15 mm

Tebal pelat badan (*tpb)* = 10 mm

a. Luas penampang baut

$Ab = ¼ \times \pi \times db^2$

$= ¼ \times \pi \times 30^2$

$= 706{,}858 \text{ mm}^2$

b. Kuat geser satu buah baut

$\phi Rn = 0{,}75 \times Fnv \times Ab$

$= 0{,}75 \times 372 \times 706{,}858$

$= 197{,}213 \text{ kN}$

c. Jumlah baut

$nb = \frac{\phi Pn}{\phi Rn}$

$= \frac{3788{,}95}{197{,}213}$

$= 19{,}212 \text{ buah}$

$\approx 20 \text{ buah}$

d. Jarak spasi minimum antar baut dan jarak minimum baut ke tepi

$s = 3 \times db$

$= 3 \times 30$

$= 90 \text{ mm}$

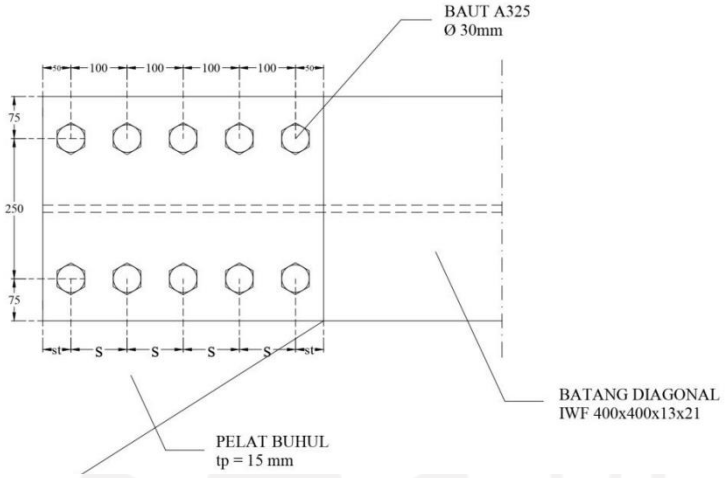
$\approx 100 \text{ mm}$

$st = ½ \times s$

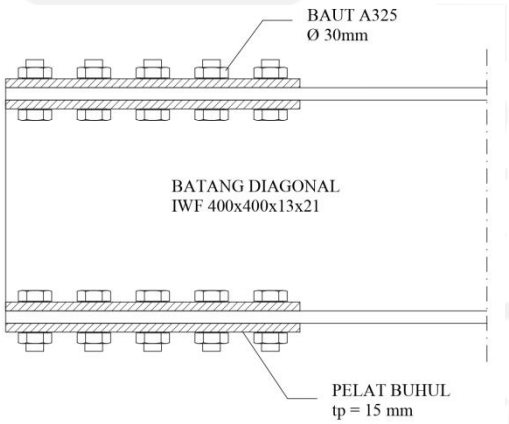
$= ½ \times 90$

= 45 mm > 38 mm OK

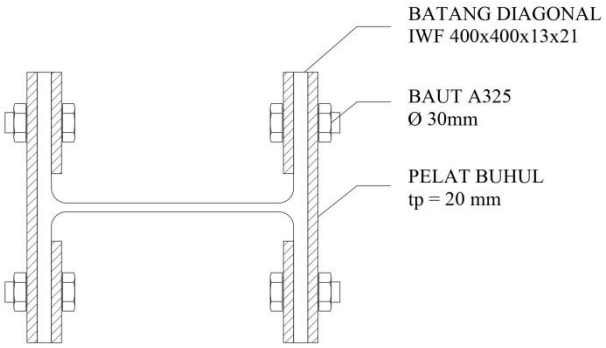
≈ 50 mm



Gambar 5.63 Desain Sambungan Baut Batang Diagonal



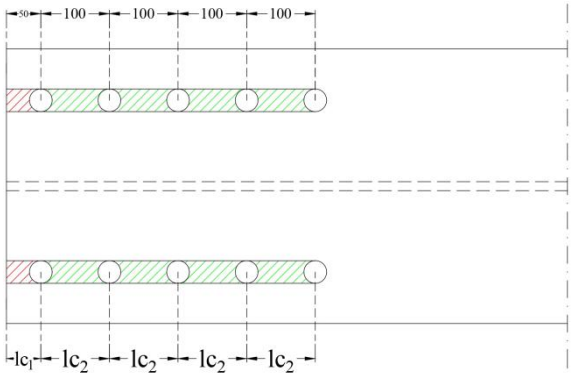
Gambar 5.64 Tampak Atas Sambungan Baut Batang Diagonal



Gambar 5.65 Tampak Samping Sambungan Baut Batang Diagonal

e. Kuat tumpu batang tarik

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat sayap dapat dilihat pada gambar di bawah ini



Gambar 5.66 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu Pelat Sayap

$lc_1 = st - (0,5 \times dh)$

$= 50 - (0,5 \times 33)$

$= 33,5$ mm

$lc_2 = s - (2 \times 0,5 \times dh)$

= 100 - (2x *0,5* x 33)

= 67 mm

Rn_1 = *1,2 x* lc_1 *x tf x fu* ≤ *2,4 x db x tf x fu*

= 1,2 x 33,5 x 21 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 21 x 410 x 10^{-3}

= 346,122 kN ≤ 619,92 kN

Rn_1 = 346,122 kN

Rn_2 = *1,2 x* lc_2 *x tf x fu* ≤ *2,4 x db x tf x fu*

= 1,2 x 67 x 21 x 410 x10^{-3} ≤ 2,4 x 30 x 21 x 410 x 10^{-3}

= 692,244 kN ≤ 619,92 kN

Rn_2 = 619,92 kN

Adapun nilai kuat tumpu rencana adalah sebagai berikut.

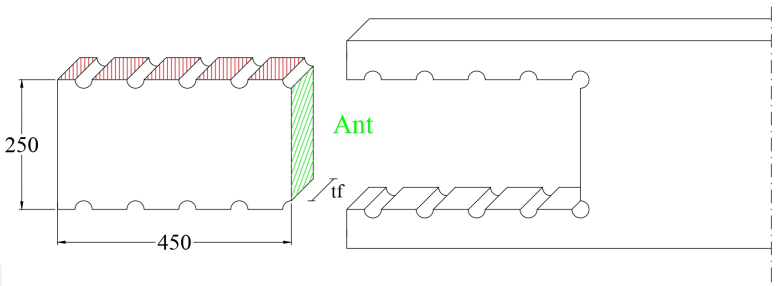
ϕRn = *0,75 x (* $n . Rn_1 + n . Rn_2$)

= 0,75 x (4 x 346,122 + 16 x 619,92)

= 12295,08 kN

f. Kuat blok geser

Pola keruntuhan blok geser pada pelat sayap dapat dilihat pada gambar di bawah ini



Gambar 5.67 Pola Keruntuhan Blok Geser Pelat Sayap

Agv = 450 x 21

= 9450 mm^2

Agt = 250 x 21

= 5250 mm^2

Anv = (*2 x Agv) – (n x dh* x *tf)*

= (2 x 9450) - (4,5 x 33 x 21)

= 15782 mm^2

Ant = *Agt – (n x dh* x *tf)*

= 5250 - (0,5 x 33 x 21)

= 9450mm^2

Ubs = 1

Rnf = (0,6.*Fu.Anv*) + (*Ubs.Fu.Ant*)

= [(0,6 x 410 x 15782) + (1 x 410 x 4904)] x 10^{-3}

= 5892,684 kN

Rny = (0,6.Fy.Agv) + (Ubs.Fu.Ant)

= [(0,6 x 250 x 9450) + (1 x 410 x 9450)] x 10^{-3}

= 3427,935 kN

Diambil nilai terkecil yakni Rny = 3427,935 kN, sehingga,

ϕRn = *0,75 x* 3427,935

= 5141,903 kN

Hasil perhitungan kekuatan sambungan pada batang atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Batang Atas

No.	Jenis	ϕRn (kN)
1.	Kuat geser baut	15777.078
2.	Kuat tumpu pelat	9221,310
3.	Kuat blok geser	5141,903
	ϕRn pakai =	5141,903

ϕRn > ϕPu

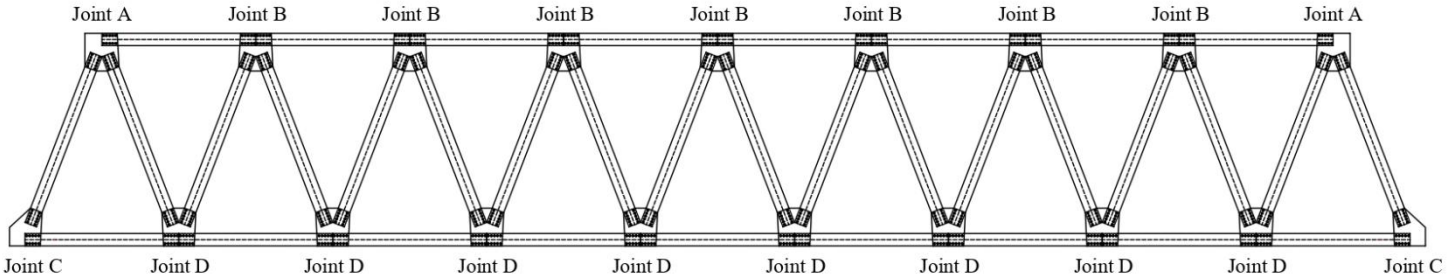
5141,9 > 4920,75 AMAN

Perhitungan kekuatan sambungan baut pada batang yang lain dilakukan dengan langkah yang sama. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel rekapitulasi di bawah ini.

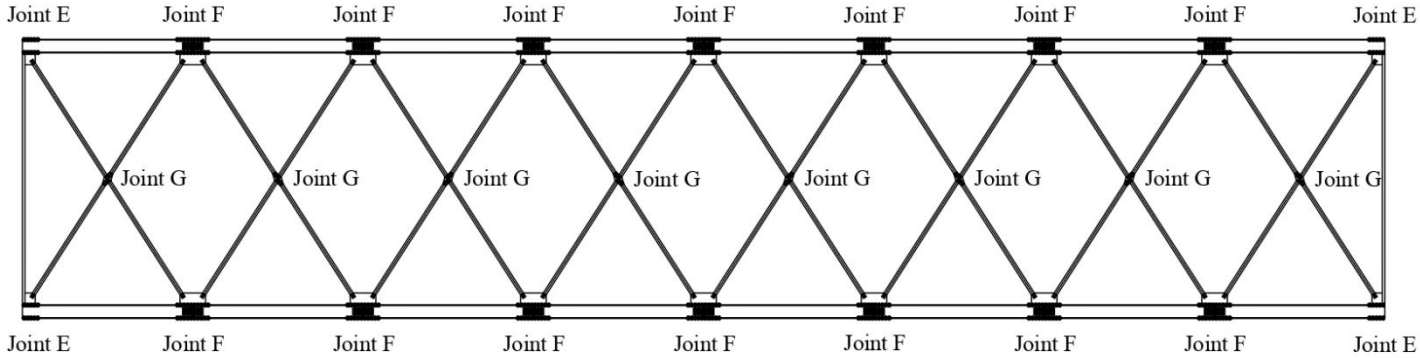
Tabel 5.9 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut

Batang	Gaya Aksial	Dia. Baut	Kuat Geser Satu Baut	Jumlah Baut	Kekuatan Sambungan			Kontrol
					Kuat Geser Baut	Kuat Tumpu Pelat	Kuat Blok Geser	
	ϕPn	$\emptyset$	ϕRn	n	ϕRn	ϕRn	ϕRn	
	kN	mm	kN	Buah	kN	kN	kN	
Batang atas	4153	30	197.2	26	30765	9950	5841	AMAN
Batang bawah	4920	30	197.2	26	30765	21038	5841	AMAN
Batang diagonal	3789	30	197.2	20	15777	9221	5142	AMAN
Ikatan angin	24,25	16	56.1	8	898	809	374	AMAN
Gelagar memanjang	430,42	16	56.1	9	2019	531	539	AMAN

Adapun gambar desain pada masing- masing *joint* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

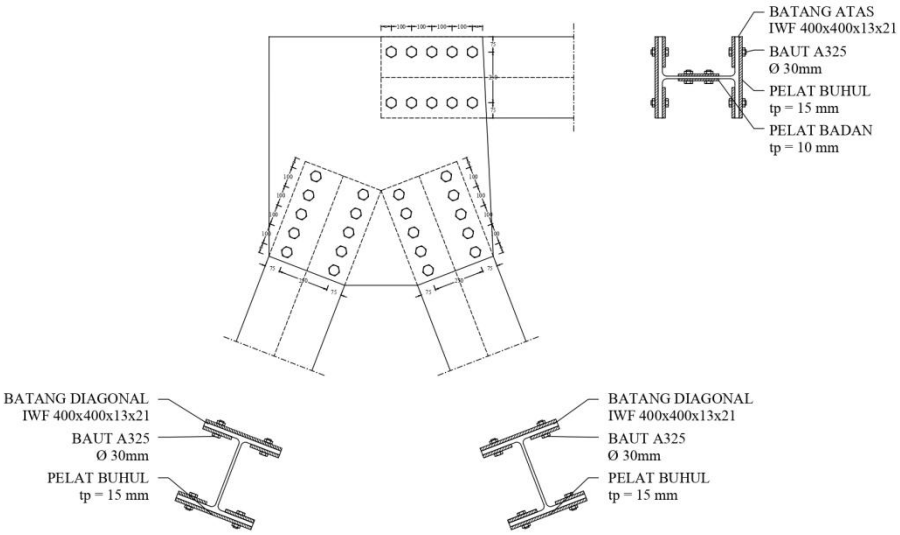


Gambar 5.68 Sambungan Baut Rangka Utama

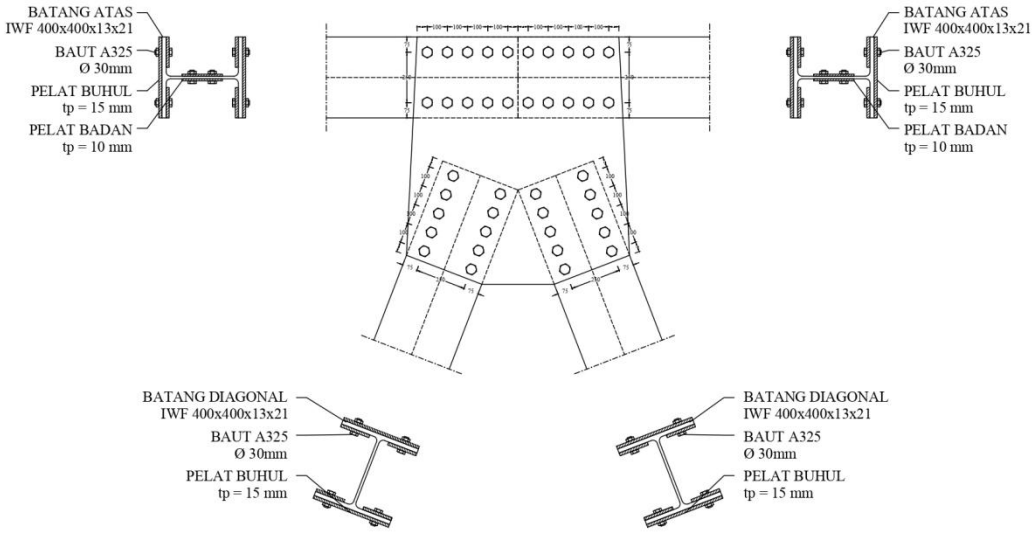


Gambar 5.69 Sambungan Baut Ikatan Angin

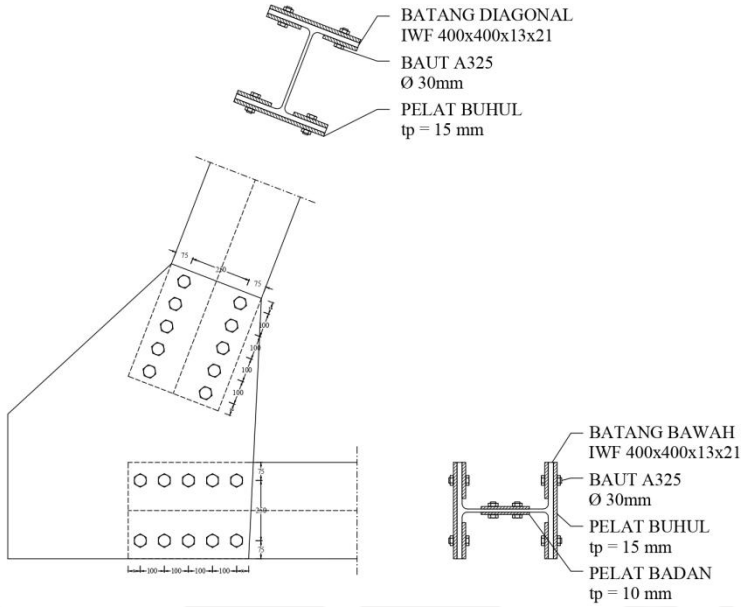
Gambar detail sambungan untuk masing- masing *joint* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



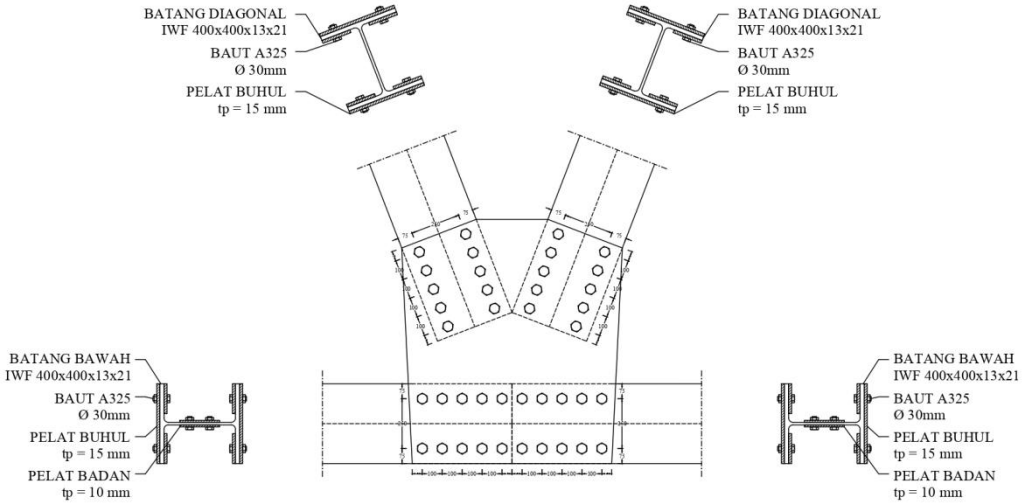
Gambar 5.70 Detail Sambungan Joint A



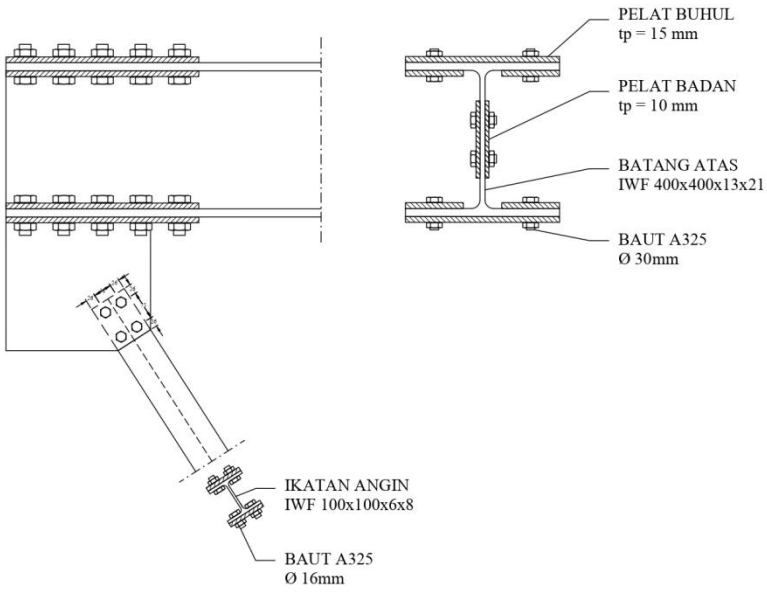
Gambar 5.71 Detail Sambungan Joint B



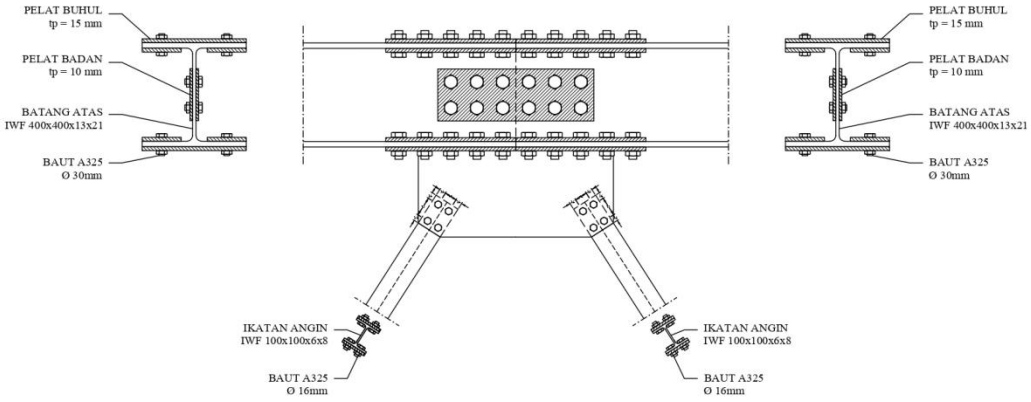
Gambar 5.72 Detail Sambungan Joint C



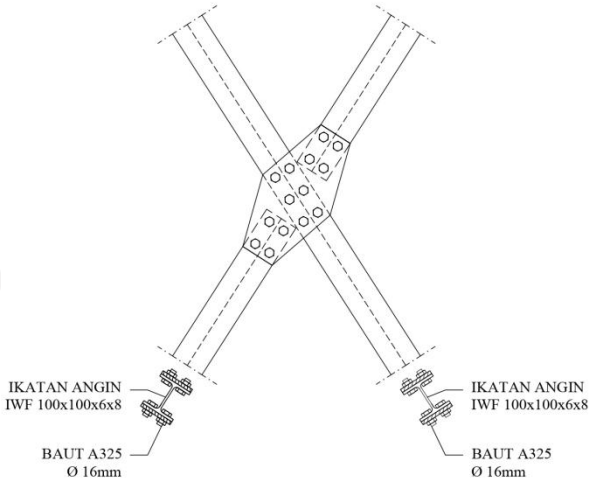
Gambar 5.73 Detail Sambungan Joint D



Gambar 5.74 Detail Sambungan Joint E



Gambar 5.75 Detail Sambungan Joint F



Gambar 5.76 Detail Sambungan Joint G

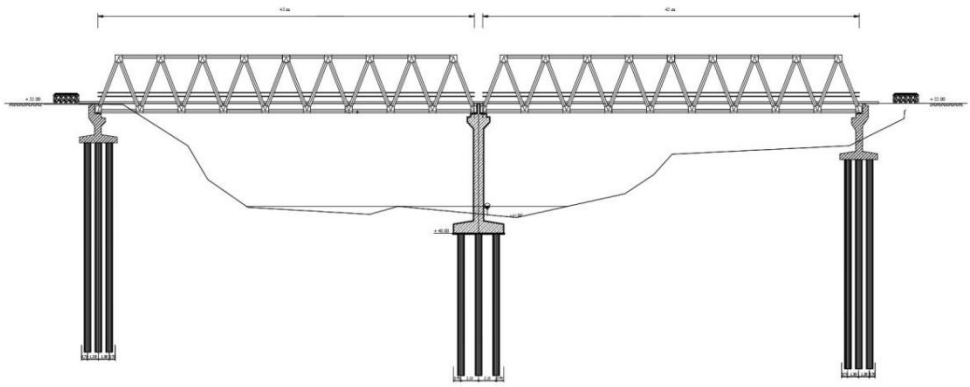
5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bawah Jembatan Kiringan meliputi perencanaan *abutment*, pilar dan fondasi. Struktur atas jembatan ditopang oleh 2 buah *abutment* masing- masing di sisi kanan dan kiri jembatan dan 1 pilar di tengah jembatan. Data pengujian tanah yang diperoleh pada perencanaan Jembatan Kiringan sebanyak tiga titik yakni; BM1 pada area *abutment* 2, BM2 pada area *abutment* 1 dan BM3 pada area pilar. Adapun data tanah yang digunakan adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BM2 sehingga perencanaan struktur bawah Jembatan Kiringan mengacu pada data tanah di titik BM2.

5.2.1 *Abutment*

Abutment atau disebut juga kepala jembatan didesain berdasarkan beban-beban yang bekerja meliputi beban vertikal yang berasal dari pengaruh struktur atas jembatan dan beban horizontal akibat tekanan tanah dan gaya gempa.

1. Data Struktur Jembatan



Gambar 5.77 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan Kiringan

a. Data struktur atas jembatan

Panjang jembatan (*L*) = 90 m

Tinggi jembatan (*h*) = 6,5 m

Lebar jembatan (*b*) = 7,8 m

Lebar jalur lalu lintas (*b1*) = 6 m

Lebar trotoar (*b2*) = 0,9 m

Tebal trotoar (*tt*) = 0,25 m

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

Tebal lapisan aspal (*ta*) = 0,05 m

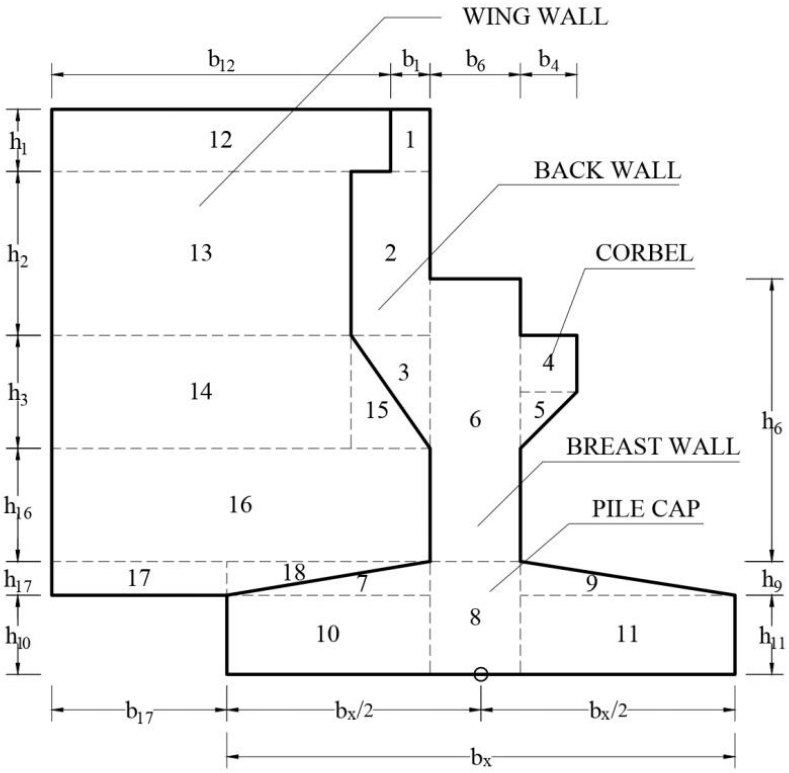
Tebal genangan air hujan (*th*) = 0,05 m

b. Data struktur bawah jembatan

1) Dimensi *abutment*

Abutment Jembatan Kiringan direncanakan memiliki dimensi yang

berbeda di masing- masing sisi jembatan. Hal ini dipengaruhi oleh kondisi tanah pada masing- masing posisi *abutment.* Adapun perhitungan dilakukan berdasarkan *abutment* yang paling kritis yakni *abutment* yang dimensinya paling besar sehingga dipilih *abutment* kanan jembatan untuk perhitungan pembebanan.

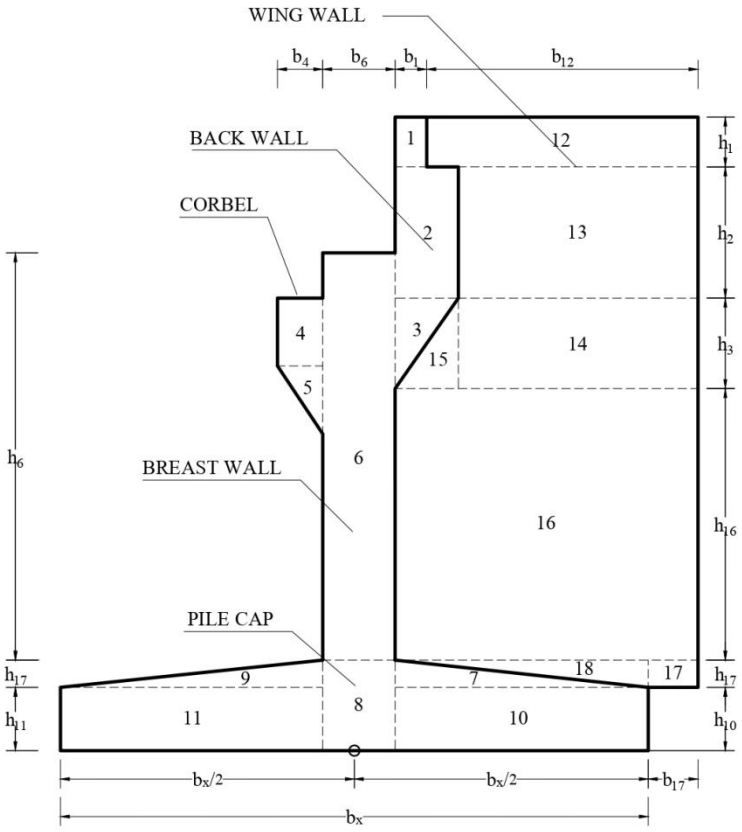


Gambar 5.78 Dimensi *Abutment* Kiri Jembatan

Adapun dimensi untuk masing- bagian dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.10 Dimensi *Abutment* Kiri

Back wall					
b1	350	mm	h1	550	mm
b2	700	mm	h2	1450	mm
b3	700	mm	h3	1000	mm
Corbel					
b4	500	mm	h4	500	mm
b5	500	mm	h5	500	mm
Breast wall					
b6	800	mm	h6	2500	mm
Pile Cap					
bx	4500	mm	by	8300	mm
b7	1800	mm	h7	300	mm
b8	800	mm	h8	1000	mm
b9	1900	mm	h9	300	mm
b10	1800	mm	h10	700	mm
b11	1900	mm	h11	700	mm
Wing wall					
b12	3000	mm	h12	550	mm
b13	2650	mm	h13	1450	mm
b14	2650	mm	h14	1000	mm
b15	950	mm	h15	1000	mm
b16	3350	mm	h16	1000	mm
b17	1550	mm	h17	300	mm
b18	1800	mm	h18	300	mm



Gambar 5.79 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Adapun dimensi untuk masing- bagian dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.11 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Back wall					
b1	350	mm	h1	550	mm
b2	700	mm	h2	1450	mm
b3	700	mm	h3	1000	mm
Corbel					
b4	500	mm	h4	750	mm
b5	500	mm	h5	750	mm

Lanjutan Tabel 5.11 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Breast wall					
b6	800	mm	h6	4500	mm
Pile Cap					
bx	6500	mm	by	8700	mm
b7	2800	mm	h7	300	mm
b8	800	mm	h8	1000	mm
b9	2900	mm	h9	300	mm
b10	2800	mm	h10	700	mm
b11	2900	mm	h11	700	mm
Wing wall					
b12	3000	mm	h12	550	mm
b13	2650	mm	h13	1450	mm
b14	2650	mm	h14	1000	mm
b15	950	mm	h15	1000	mm
b16	3350	mm	h16	3000	mm
b17	550	mm	h17	300	mm
b18	2800	mm	h18	300	mm

2) Mutu bahan dan material

a) Mutu material abument

Berat volume beton (γ_C) = 24 kN/m^3

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

Mutu baja (*fy*) = 400 MPa

b) Data tanah

Diambil data tanah di titik BM2 pada kedalaman 10 m.

Tabel 5.10 Data N-SPT Tanah Titik BM2

Kedalaman	Jenis tanah	Tebal lapisan	*N-SPT*
2,5	Pasir halus berlanau	2,5	3
4		1,5	3
5	Pasir berlempung berlanau lunak	1	4
7,5		2,5	6
10		2,5	8

Dari data di atas kemudian ditentukan nilai paramater tanah berdasarkan Tabel 3.41 , Tabel 3.42 dan Tabel 3.43 berikut ini.

i. Lapis 1 dengan kedalaman 2,5 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25°

Kohesi (c) = 15 kN/m^2

ii. Lapis 2 dengan kedalaman 4 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25°

Kohesi (c) = 15 kN/m^2

iii. Lapis 3 dengan kedalaman 10 m

Berat volume tanah (γ_S) = 19,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35°

Kohesi (c) = 30 kN/m^2

c) Tanah timbunan daerah *wing wall*

i. Material *wing wall*

Berat volume beton (γ_C) = 24 kN/m^3

Jumlah wing wall (n) = 2 buah

Tebal 1 wing wall *(bw)* = 0,5 m

ii. Tanah timbunan

Berat volume tanah (γ_S) = 19,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35^0

Kohesi (C) = 30 kN/m^2

2. Analisis Pembebanan pada Tepi Bawah *Pile Cap*

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada tepi bawah *pile cap*. Adapun perhitungan pembeban pada tepi bawah *pile cap* adalah sebagai berikut.

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas dihitung berdasarkan semua batang rangka utama, gelagar pelat dan trotoar ditambah dengan sistem sambungan yang nilainya diambil sebesar 10% dari berat struktur atas. Adapun perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

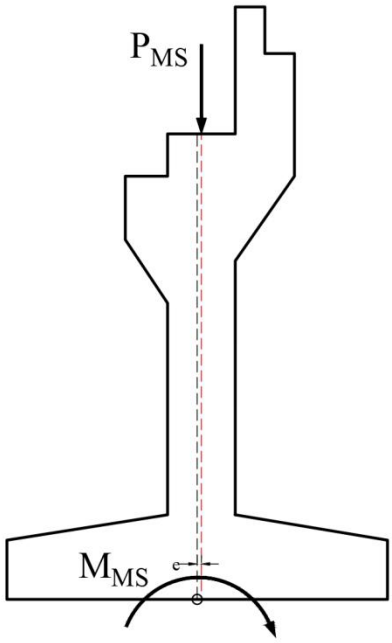
Jenis Beban	**Berat**	**Panjang**	**Jumlah**		**Berat sendiri**
	***q* (kN/m)**	***L* (m)**	***n* (buah)**		***MS* (kN)**
Batang atas	1,686	5	16		134,88
Batang bawah	1,686	5	18		151,74
Batang diagonal	1,686	6,964	36		422,687
Ikatan angin diagonal	0,169	9,625	16		26,026
Ikatan angin lurus	0,169	7,8	2		2,636
Gelagar memanjang	0,647	5	45		145,588
Gelagar melintang	2,059	7,8	10		160,602
Jenis Beban	**Berat Volume**	**Panjang**	**Lebar**	**Tebal**	***MS***
	***γc* (kN/m^3)**	***L* (m)**	***b* (m)**	***t* (m)**	**(kN)**
Pelat	24	45	7,8	0,25	2106
Trotoar	24	45	1,8	0,25	486
Jumlah					3636,160
Sistem sambungan (10%)					363,616
Berat total struktur atas (W_{MS})					3999,776

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka

$$P_{MS\ strukturatas} = ½\ W_{MS.}$$

$$= ½ \text{ x } 3999{,}776$$

$$= 1999{,}888 \text{ kN}$$



Gambar 5.80 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas

Beban P_{MS} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{MS} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (e) = 0,05 m

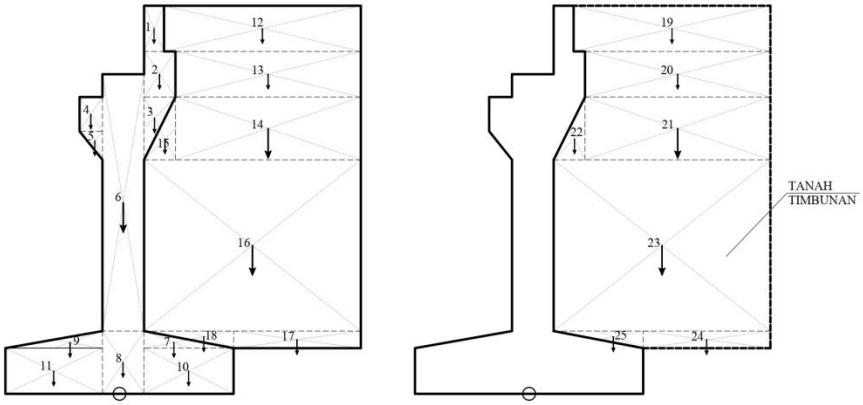
Momen akibat berat sendiri (M_{MS})= $P_{MS} x\ e$

= 1999,888 x 0,05

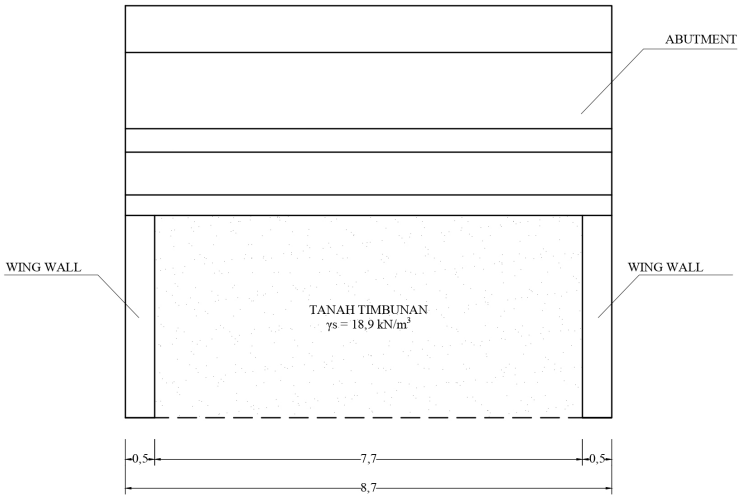
= 99,994 kNm

2) Berat sendiri struktur bawah

Perhitungan berat sendiri struktur bawah meliputi berat masing-masing komponen *abutment, wing wall* dan tekanan tanah.



Gambar 5.81 Berat Sendiri *Abutment* dan Tanah Timbunan



Gambar 5.82 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah

Berikut merupakan perhitugan gaya dan momen pada abutment.

Tabel 5.13 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Abutment*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat volume (γ_C)	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
1.	0,35	0,55	1	8,7	24	40,194	0,635	1	25,523
2.	0,70	1,45	1	8,7	24	211,932	0,8	1	169,546
3.	0,70	1,00	0,5	8,7	24	73,080	0,683	1	49,914
4.	0,50	0,75	1	8,7	24	78,300	0,6	-1	-46,980
5.	0,50	0,75	0,5	8,7	24	234,900	0,516	-1	-121,208
6.	0,80	4,50	1	8,7	24	50,112	0,05	1	2,506
7.	2,80	0,30	0,5	8,7	24	87,696	1,363	1	119,530
8.	0,80	1,00	1	8,7	24	167,040	0,05	1	8,352
9.	2,90	0,30	0,5	8,7	24	90,828	1,317	-1	-119,620
10.	2,80	0,70	1	8,7	24	409,248	1,85	1	757,109
11.	2,90	0,70	1	8,7	24	423,864	1,8	-1	-762,955
					$\sum P_{MS}$	1867,194		$\sum M_{MS}$	81,714

Berikut merupakan perhitugan gaya dan momen pada *wingwall;*

Tabel 5.14 Perhitungan Gaya dan Momen pada 1 Sisi *Wing Wall*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat volume (γ_C)	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
12.	3,00	0,55	1	0,5	24	19,800	2,3	1	45,540
13.	2,65	1,45	1	0,5	24	46,110	2,475	1	114,122
14.	2,65	1,00	1	0,5	24	31,800	2,475	1	78,705
15.	0,95	1,00	0,5	0,5	24	5,700	0,917	1	5,227
16.	3,35	3,00	1	0,5	24	120,600	2,125	1	256,275

Lanjutan Tabel 5.14 Perhitungan Gaya dan Momen pada 1 Sisi *Wing Wall*

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat volume (γ_C)	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
17.	0,55	0,30	1	0,5	24	1,980	3,525	1	6,980
18.	2,80	0,30	0,5	0,5	24	5,040	2,317	1	11,678
					$\sum P_{MS}$	231,030		$\sum M_{MS}$	518,526

Berikut merupakan perhitungan gaya dan momen pada timbunan tanah.

Tabel 5.15 Perhitungan Gaya dan Momen pada Timbunan Tanah

No.	b	h	Bentuk	Lebar	Berat volume (γ_s)	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
19.	3,00	0,55	1	7,7	19,9	252,830	2,3	1	581,5
20.	2,65	1,45	1	7,7	19,9	588,786	2,475	1	1457,2
21.	2,65	1,00	1	7,7	19,9	406,060	2,475	1	1005,0
22.	0,95	1,00	0,5	7,7	19,9	72,784	0,917	1	66,7
23.	3,35	3,00	1	7,7	19,9	1539,962	2,125	1	3272,4
24.	0,55	0,30	1	7,7	19,9	25,283	3,525	1	89,1
25.	2,80	0,30	0,5	7,7	19,9	64,357	2,317	1	149,1
					$\sum P_{MS}$	2950,061		$\sum M_{MS}$	6621,1

3) Rekapitulasi berat sendiri

Hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Berat Sendiri *Abutment*

No.	Berat sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1.	Struktur atas	1999,888	99,994
2.	Abutment	1867,194	81,714
3.	2 Sisi *Wing wall*	462,060	1037,053
4.	Tanah timbunan	2950,061	6621,149
	Jumlah	7279,202	7839,911

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan, yang merupakan elemen non-struktural jembatan.

1) Aspal

Berat volume (γ_a) = 22 kN/m^3

Panjang (L) = 45 m

Lebar (b) = 6 m

Tebal (h) = 0,05 m

Berat total aspal

$W_{MA\ aspal}$ = γ_a x L x b x h

= 22 x 45 x 6 x 0,05

= 297 kN

2) Air hujan

Berat volume (γw) = 10 kN/m3

Panjang (*L*) = 45 m

Lebar (*b*) = 7.8 m

Tebal (*h*) = 0,05 m

Berat total air hujan

$W_{MA\ air\ hujan}$ = *q* x *L* x *b* x *h*

= 10 x 45 x 7.8 x 0,05

= 175.5 kN

3) Railing

Berat sendiri profil (*q*) = 0,0498 kN/m

Panjang (*L*) = 45 m

Jumlah (*n*) = 4 buah

Berat total railing

$W_{MA\ railing}$ = *q* x *L* x *n*

= 0,049 x 45 x 4

= 8.964 kN

Hasil perhitungan berat mati tambahan dapat dilihata pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Abutment

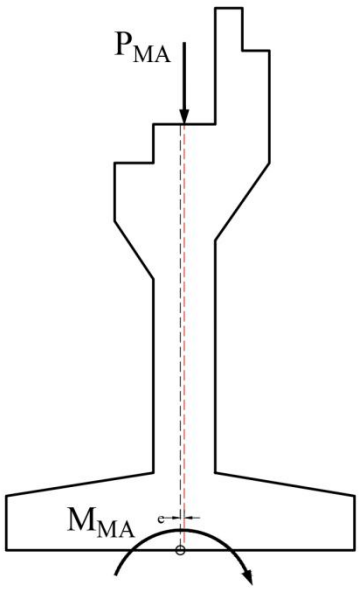
Jenis Beban	Berat sendiri	
Aspal	297	kN
Air hujan	175.5	kN
Railing	8.964	kN
Total (W_{MA})	481.464	kN

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

P_{MA} = ½ x W_{MA}

= ½ x 481.464

= 240,732 kN



Gambar 5.83 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Abutment*

Beban P_{MA} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{MA} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (e) = 0,05 m

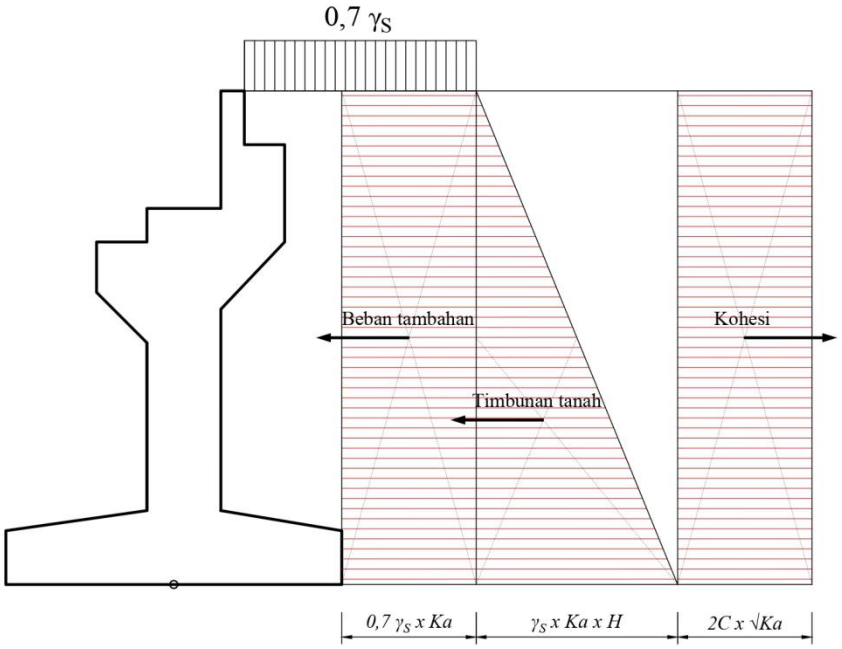
Momen akibat beban mati tambahan (M_{MA})= $P_{MA} \, x \, e$

= 240,732 x 0,05

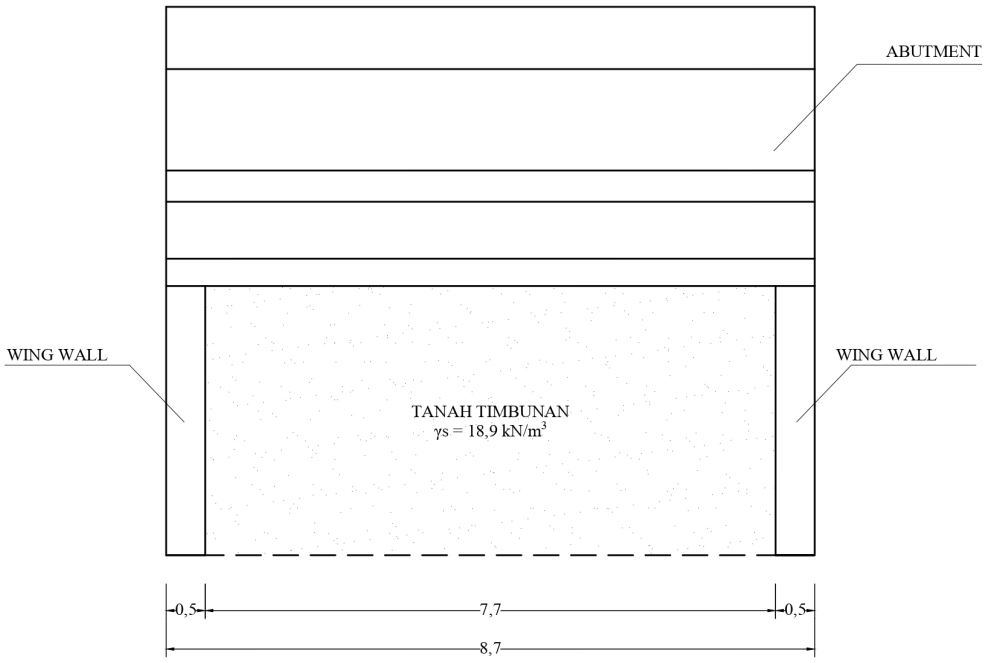
= 12,037 kNm

c. Tekanan tanah aktif (*TA*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016)tanah di belakang dinding penahan mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.84 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment*



Gambar 5.85 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah

Tanah timbunan yang digunakan adalah tanah pada lapisan 2,5 meter yakni pasir halus berlanau dengan data sebagai berikut.

Tinggi *abutment* (H) = 7 m

Lebar timbunan tanah (By') = 7,7 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25^0

Kohesi (C) = 15 kN/m^2

Sudut geser antara urukan dan dinding

δ = 25^0 (Berdasarkan Tabel 3.8)

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

β = 0^0

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

θ = 90^0

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudut geser efektif tanah

$$\phi'_f = tan^{-1} (K_\phi^R \; x \; tan \; \phi)$$

$$= tan^{-1} (0{,}7 \; x \; tan \; 25^0)$$

$$= 18{,}077^0$$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi'_f + \delta\right)\sin\left(\phi'_f - \beta\right)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{\sin(18{,}077 + 25)\sin(18{,}077 - 0)}{\sin(90 - 25)\sin(90 + 0)}}$$

$$= 1{,}484$$

Koefisien tekanan tanah aktif

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

$$= \frac{\sin^2(90 + 18{,}077)}{1{,}484\left[\sin^2 90 \sin(90 - 25)\right]}$$

$$= 0{,}672$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA_1 = 0{,}7\ \gamma_S x\ Ka\ x\ H\ x\ By'$

$= 0{,}7 \times 18{,}9 \times 0{,}672\ x\ 7 \times 7{,}7$

$= 479{,}286$ kN

2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$TA_2 = ½\ x\ \gamma_S x\ Ka\ x\ x\ H\ x\ H\ x\ By'$

$= ½ \times 18{,}9 \times 0{,}672 \times 7 \times 7 \times 7{,}7$

$= 2396{,}428$ kN

3) Gaya tekanan tanah aktif akibat kohesi tanah timbunan

TA_3 $= 2c \times \sqrt{Ka} \times H \times By'$

$= 2 \times 15 \times \sqrt{0,672} \times 7 \times 7,7$

$= 1325,662$ kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.18 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada *Abutment*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	Lengan	Momen (M_{TA})
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-479,286	3,5	-1677,500
Akibat timbunan tanah	-2396,428	2,3	-5591,666
Akibat kohesi tanah timbunan	1325,662	3,5	4639,818
∑ TA	-1550,052	∑ MTA	-2629,347

Gaya akibat tekanan tanah aktif (TA) = -1550,052 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M_{TA}) = -2629,347 kNm

d. Tekanan tanah pasif (T_{pasif})

Berikut ini merupakan perhitungan tekanan tanah pasif.

Tinggi tanah pasif (H) = 1 m

Lebar *pile cap,* (By) = 8,7 m

Koefisien tanah aktif (Ka) = 0,672

Koefisien tanah pasif (Kp) $= {}^{1}/_{Ka}$

$$= {}^{1}/_{0,672}$$

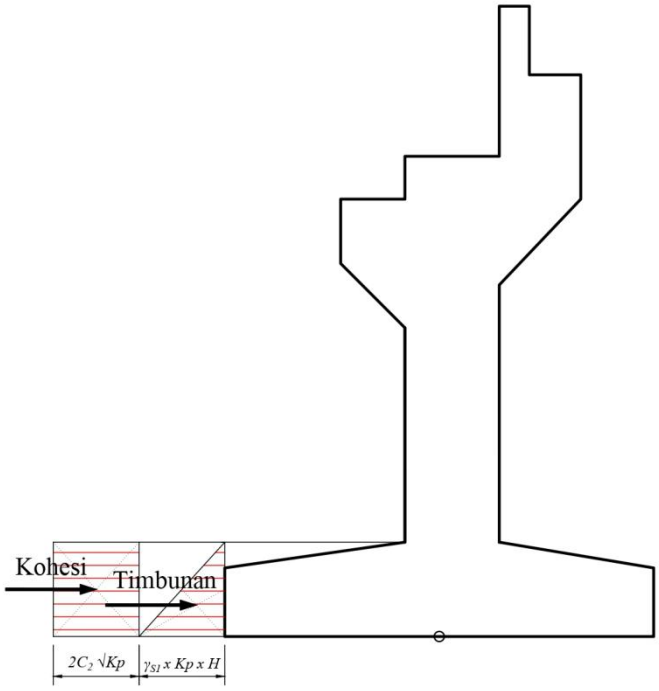
$$= 1,488$$

Tanah di sekitar *pile cap* menggunakan tanah pada kedalaman 10 m dengan data sebagai berikut.

Berat volume tanah *pile cap* (γ_{S2}) = 19,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam *pile cap* (ϕ_2) = 35^0

Kohesi tanah *pile cap* (C_2) = 30 kN/m^2



Gambar 5.86 Diagram Tekanan Tanah Pasif Pada *Abutment*

Berikut merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pasif berdasarkan diagram di atas.

1) Gaya tekanan tanah pasif akibat timbunan tanah

$Tpasif_1 = ½ \times \gamma_{S2} \times Kp \times H \times H \times By$

$= ½ \times 19,9 \times 1,488 \times 1 \times 1 \times 8,7$

$= 128,794$ kN

2) Gaya tekanan tanah pasif akibat kohesi tanah *pile cap*

$Tpasif_2 = 2c_2 \times \sqrt{Kp} \times H \times By$

$= 2 \times 30 \times \sqrt{1,772} \times 1 \times 8,7$

$= 636,719$ kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah pasif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.19 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Pasif Pada *Abutment*

Gaya Tekanan Tanah Pasif	T_{pasif}	Lengan	Momen (M_{Ppasif})
	kN	m	kNm
Akibat timbunan tanah	128,794	0,333	42,93
Akibat kohesi tanah *pile cap*	636,719	0,500	318,36
$\sum P_{pasif}$	765,51	$\sum M_{TA}$	361,29

Gaya akibat tekanan tanah aktif, T_{pasif} = 765,51 kNm

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif, M_{Ppasif} = 361,29 kNm

e. Tekanan tanah akibat gempa (T_{EQ})

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan (H_1) = 7 m

Tinggi tanah pasif (H_2) = 1 m

Lebar timbunan tanah (By_1) = 7,7 m

Lebar abutment (By_2) = 8,7 m

Berat volume tanah timbunan (γ_{S1}) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan (ϕ_1) = 25°

Kohesi tanah timbunan (C_1) = 15 kN/m^2

Berat volume tanah *pile cap* (γ_{S2}) = 19,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah *pile cap* (ϕ_2) = 35^0

Kohesi tanah *pile cap* (C_2) = 30 kN/m^2

Sudut geser antara tanah dan abutment (δ) = 25°

Sudut kemiringan timbunan (i) = 0°

Koefisien percepatan vertikal (k_v) = 0

Kemiringan dinding abutment (β_a) = 0°

Koefisien percepatan puncak (A_S) = 0,36 g

Koefisien percepatan horizontal (k_h) = *0,5 As*

= 0,5 x 0,36

= 0,18

Besar sudut (θ) = $tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right)$

$$= tan^{-1}\left(\frac{0{,}18}{1-0}\right)$$

$$= 10{,}204°$$

Koefisien tekanan aktif seismik

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi_1 - \theta - \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2\beta a\ cos\ (\delta+\theta+\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi_1)\ sin(\phi_1-\theta-i)}{cos\ (\delta+\theta+\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2}$$

$$= \frac{cos^2(25 - 10{,}204 - 0)}{cos\ 10{,}204\ cos^2\ 0\ cos\ (25+10{,}204+0)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(25+25)\ sin(25-10{,}204-0)}{cos\ (25+10{,}204+0)\ cos\ (0-0)}}\right)^{-2}$$

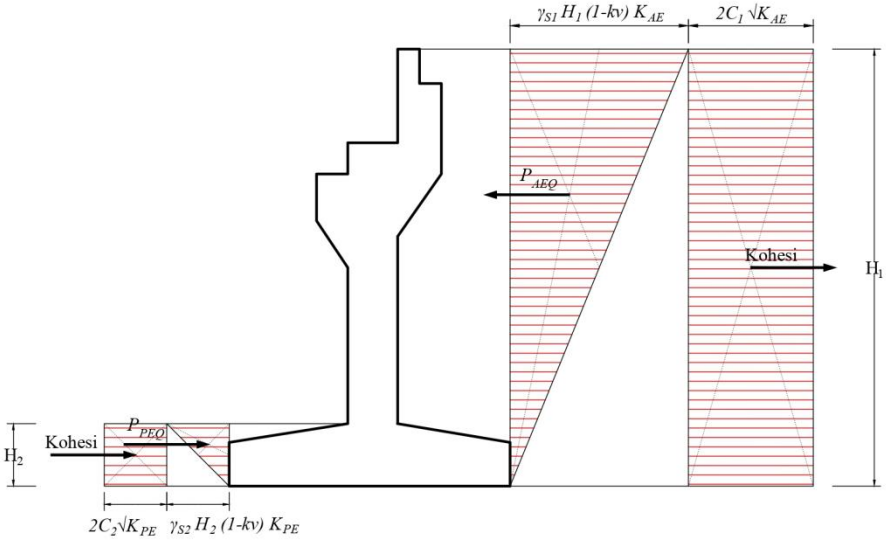
$$= 0{,}524$$

Koefisien tekanan pasif seismik

$$K_{PE} = \frac{cos^2(\phi_2 - \theta + \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2\beta a\ cos\ (\delta+\theta-\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi_2)\ sin(\phi_2-\theta+i)}{cos\ (\delta+\theta-\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2}$$

$$= \frac{cos^2(35 - 10{,}204 + 0)}{cos\ 10{,}204\ cos^2 0\ cos\ (25+10{,}204-0)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(25+35)\ sin(35-10{,}204+0)}{cos\ (25+10{,}204-\beta a)\ cos\ (0-0)}}\right)^{-2}$$

$$= 0{,}394$$



Gambar 5.87 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Abutment*

Adapun perhitungan tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$T_{TEQ1} = ½ \times \gamma_{S1} \times H_1^2 \times (1-k_v) \times K_{AE} \times By_1$

$= ½ \times 19{,}9 \times 7^2 \times (1-0) \times 0{,}524 \times 7{,}7$

$= 1868{,}561$ kN

2) Kohesi tanah aktif akibat gempa

$T_{TEQ2} = 2 \times c_1 \times \sqrt{K_{AE}} \times H_1 \times By_1$

$= ½ \times 15 \times 7^2 \times (1-0) \times 0{,}524 \times 7{,}7$

$= 1170{,}589$ kN

3) Tekanan tanah pasif akibat gempa

$T_{TEQ3} = ½ \times \gamma_{S2} \times H_2^2 \times (1-k_v) \times K_{PE} \times By_2$

$= ½ \times 19{,}9 \times 1^2 \times (1-0) \times 0{,}394 \times 8{,}7$

$= 32{,}386$ kN

4) Kohesi tanah pasif akibat gempa

$T_{TEQ4} = 2 \times c_{12} \times \sqrt{K_{PE}} \times H_2 \times By_2$

$= ½ \times 30 \times 7^2 \times (1-0) \times 0{,}394 \times 7{,}7$

$= 327{,}625$ kN

Perhitungan momen tekanan tanah akibat gempa dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.20 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Abutment*

Gaya Tekanan Tanah	T_{TEQ}	Lengan	Momen (M_{TEQ})
	kN	m	kNm
Tekanan tanah aktif akibat gempa	-1868,561	4,667	-8719,95
Kohesi tanah pasif akibat gempa	1170,589	3,5	4097,06
Tekanan tanah pasif akibat gempa	32,386	0,667	21,59
Kohesi tanah pasif akibat gempa	327,625	0,50	163,81
$\sum T_{TEQ}$	-337,96	$\sum M_{TEQ}$	-4437,49

Gaya tekanan tanah akibat gempa, T_{TEQ} = -337,96 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif, M_{TEQ} = -4437,49 kNm

f. Beban lajur "D" (*TD*)

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

Panjang jembatan (*L)* = 90 m

Panjang 1 bentang jembatan (*l)* = 45 m

Lebar lajur kendaraan (*r*) = 6 m

Faktor beban Binamarga *(FBM)* = 70%

q = 9,0 (0,5+ $\frac{15}{L}$)

= 9,0 (0,5+ $\frac{15}{90}$)

= 6 kPa

= 6 kN/m^2

Beban terbagi merata

Q_{BTR} = q x r x l x FBM

= 6 x 6 x 45 x 70%

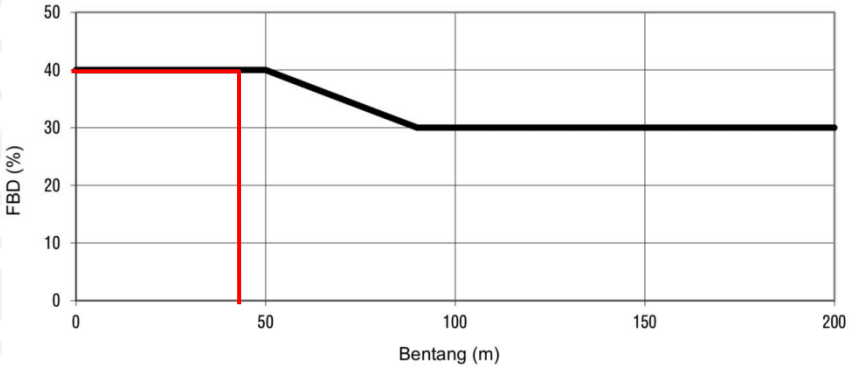
= 1134 kN

2) Beban garis tegak (*BGT*)

Intensitas BGT (*p*) = 49 kN/m

Panjang 1 bentang jembatan (*L*) = 45 m

Lebar lajur kendaraan (*r*) = 6 m



Gambar 5.88 FBD untuk BGT Bentang 45 m

Faktor beban dinamis (*FBD*) = 40%

Beban garis tegak

P_{BGT} = (1 + *FBD*) x *p* x *r x FBM*

= (1 + 40%) x 49 x 6 x 70%

= 288,12 kN

Hasil perhitungan beban lajur “D” dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Beban Lajur "D" Pada *Abutment*

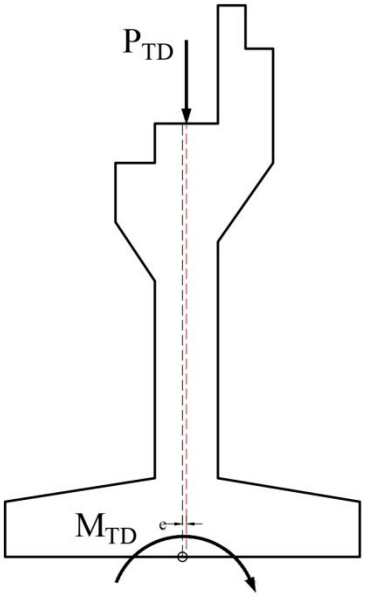
Jenis Beban	Berat sendiri	
Beban terbagi merata (*BTR*)	1134	kN
Beban garis tegak (*BGT*)	288,12	kN
Total (W_{TD})	1422,12	kN

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

$P_{MS\ struktur\ atas}$ = ½ x $\boldsymbol{W_{TD}}$

= ½ x 1422,12

= 711,06 kN



Gambar 5.89 Reaksi Perletakan Beban Lajur "D" Pada *Abutment*

Beban P_{TD} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TD} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (e) = 0,05 m

Momen akibat beban lajur "D" (M_{TD}) = $P_{TD}\,x\,e$

= 711,06 x 0,05

= 35,553 kNm

g. Beban pejalan kaki (TP)

Beban (q) = 5 kN/m^2

Lebar trotoar (b) = 0,9 m

Panjang 1 bentang jembatan (L) = 45 m

Berat sendiri pejalan kaki di kedua sisi trotoar

P_{TP} = 2 x q x b x L

= 2 x 5 x 0,9 x 45

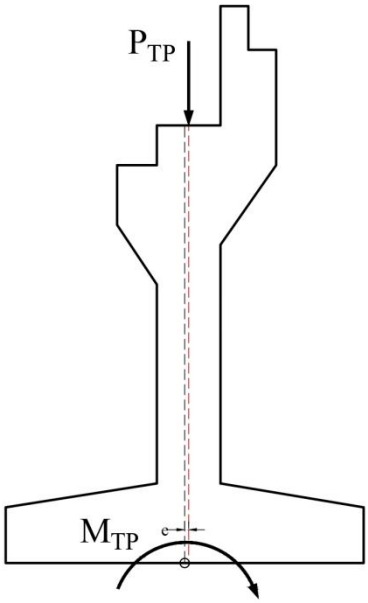
= 405 kN

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

P_{TP} = ½ x P_{TP}

= ½ x 405

= 202,5 kN



Gambar 5.90 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada *Abutment*

Beban P_{TP} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (*e*) = 0,05 m

Momen akibat beban pejalan kaki (M_{TP}) = $P_{TP} x\ e$

= 202,5 x 0,05

= 10,125 kNm

h. Beban gaya rem (*TB*)

Mengacu pada SNI 1725-2016, besar gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Beban gaya rem bekerja lantai kendaraan.

1) Gaya rem 1

Berat gandar truk (T) = 225 kN

Beban gaya rem 1

TB_1 = 25% x T

= 25% x 225

= 56,25 kN

2) Gaya rem 2

Panjang jembatan (L) = 90 m

Panjang 1 bentang jembatan (l) = 45 m

Lebar lalu lintas (b) = 6 m

Berat truk rencana (P_{TT}) = 500 kN

Beban terbagi rata (Q_{BTR}) = $9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{L})$

= $9{,}0\ (0{,}5+ \frac{15}{90})$

= 6 kPa

= 6 kN/m2

Beban gaya rem 2

TB_2 = 5% x (P_{TT} + Q_{BTR} x b x l)

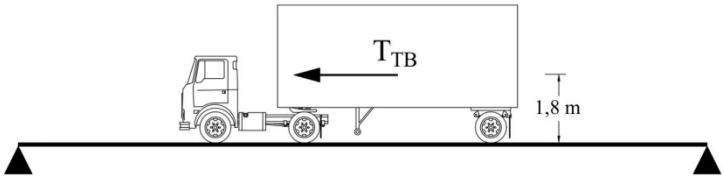
= 5% x (500 + 6 x 6 x 45)

= 106 kN

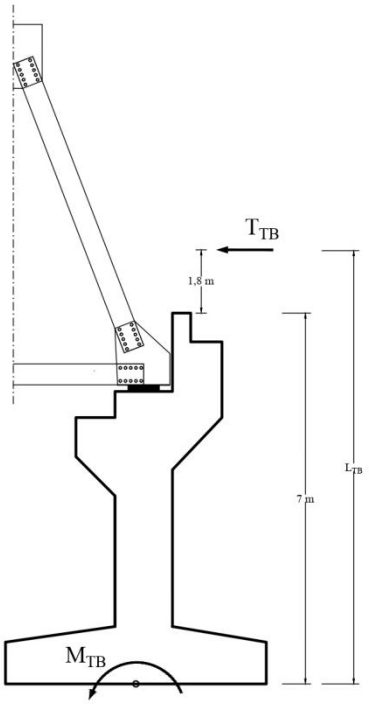
Diambil nilai terbesar dari kedua perhitungan di atas, yaitu:

T_{TB} = 106 kN

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.91 Beban Gaya Rem Pada *Abutment*



Gambar 5.92 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada *Abutment*

Beban T_{TB} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{TB}) = 1,8 + 7

= 8,8 m

Momen akibat beban gaya rem (M_{TB}) = $-T_{TB} \; x \; L_{TB}$

= -106 x 8,8

= -932,8 kNm

i. Beban angin (*EW*)

1) Beban angin struktur (EW_S)

Dari perhitungan pada Bab 5.1.5 didapatkan nilai sebagai berikut.

Gaya tekan angin dari samping (P_D) = 0,00388 N/mm^2

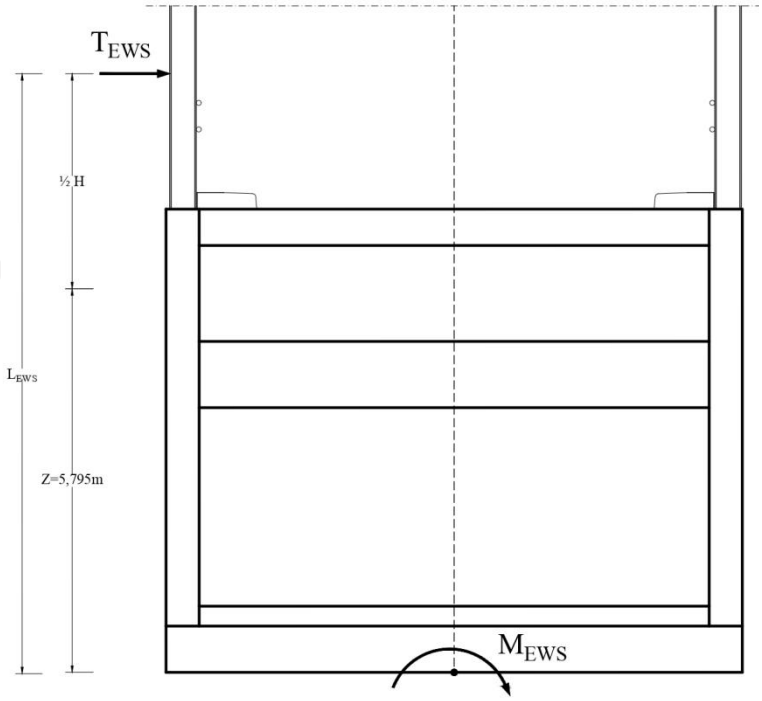
Luas area beban angin (*Ab*) = 82,875 x 10^6 mm^2

Gaya angin horizontal (T_{EWS}) = $P_D \, x \, Ab$

= 0,00388 x 82,875 x 10^6

= 321697 N

= 321,697 kN



Gambar 5.93 Beban Angin Struktur Pada *Abutment*

Lengan terhadap titik berat *pile cap,* L_{EW} $= ½ H_{rangka} + Z$

$= ½$ 6,5 + 5,795

= 9,045 m

Momen akibat gesekan perletakan, M_y $= T_{EW} x\ L_{EW}$

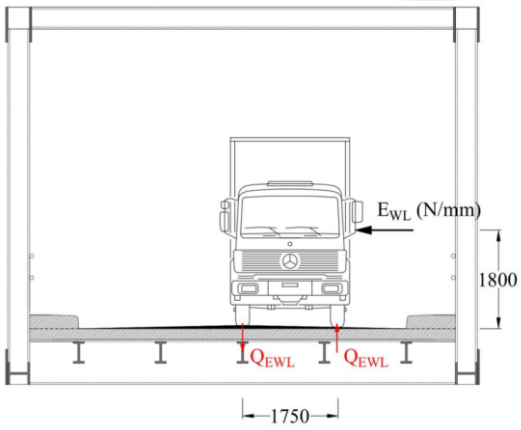
= 321,697 x 9,045

= 2909,753 kNm

2) Beban angin kendaraan (EW_L)

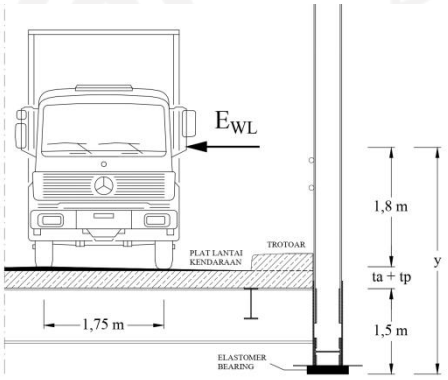
Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus direncanakan untuk dapat memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai beban menerus sebesar 1,46 N/mm,

diletakkan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.94 Beban Angin Kendaraan Pada *Abutment*

Agar beban beban angin kendaraan dapat bekerja pada titik tengah *breast wall*, EW_L dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan *y*.



Gambar 5.95 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan Pada *Abutment*

$$y = 1800 + t_a + t_p + 1500$$

= 1800 + 50 + 250 + 1500

= 3600 mm

Sehingga gaya akibat angin kendaraan adalah sebagai berikut

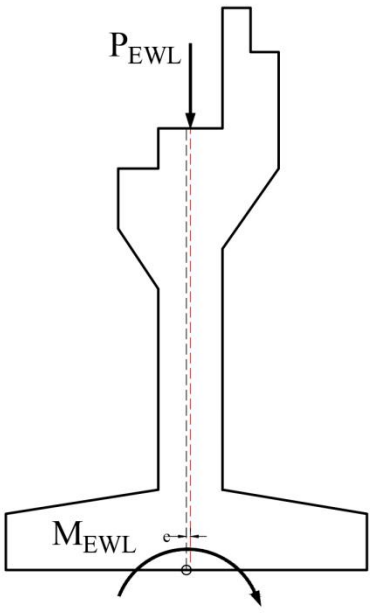
L = 45 m (panjang 1 bentang jembatan)

P_{EWL} = EW_L x L x y / 1750

= 1,46 x (45 x10^3) x 3600 /1750

= 135154 N

= 135,154 kN



Gambar 5.96 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada *Abutment*

Eksentrisitas (e) = 0,05 m

Momen akibat beban angin kendaraan (M_{EWL}) = P_{EWL} x e

= 135,154 x 0,05

= 6,758 kNm

j. Gempa vertikal (EQ_V)

Menurut SNI 2833 (2016) perhitungan gempa vertikal dihitung dengan dua kondisi berikut dengan diambil nilai terbesar.

a) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban tambahan.

b) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P_{MS}) = 1999,888 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan (P_{MA}) = 240,732 kN

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut.

Gempa vertikal 1 (EQ_{V1}) = $10\% \times (P_{MS} + P_{MA})$

= 10% x (1999,888 + 240,732)

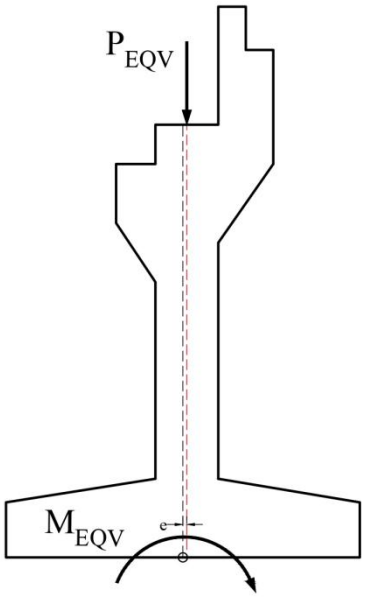
= 224,062kN

Gempa vertikal 2 (EQ_{V2}) = $120\% \times [(P_{MS} + P_{MA}) - (10\% \times (P_{MS}+P_{MA}))]$

= 120% x [(1999,888 + 240,732) - 224,062]

= 2419,869 kN

Diambil nilai terbesar P_{EQV} = 2419,869 kN



Gambar 5.97 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada *Abutment*

Beban P_{EQV} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (e) = 0,05 m

Momen akibat beban gempa vertikal (M_{EQV}) = P_{EQV} x e

= 2419,869 x 0,05

= 120,993 kNm

k. Gempa lateral (EQ_L)

Menurut SNI 2833 (2016) beban gempa lateral diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan oleh persamaan 3.30 berikut ini.

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \; x \; Wt$$

keterangan:

EQ = gaya gempa horizontal (kN)

Csm = koefisien respons gempa elastis

Rd = faktor modifikasi respons

Wt = berat total struktur

Berdasarkan SNI 2833 (2016) untuk jembatan bentang majemuk analisis dilakukan menggunakan metode spektra moda tunggal sebagai berikut.

- Analisis kelas situs

  Pada perencanaan Jembatan Kiringan data yang diperoleh berupa pengujian *N-SPT* (*Standar Penetration Test*). Dari perhitungan pada 5.1.5 didapatkan :

$$\overline{N} = \frac{\Sigma t_i}{\Sigma\left(\frac{t_i}{n}\right)}$$

$$= \frac{25}{2{,}851}$$

$$= 8{,}769$$

  Berdasarkan Tabel 3.20 Klasifikasi Kelas Situs, dengan $\overline{N}$ < 15 maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah lunak (SE)

- Menentukan nilai PGA, S_S dan S_1 berdasarkan peta gempa

Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.15, Gambar 3.16 dan Gambar 3.17, untuk daerah Yogyakarta diperoleh nilai sebagai berikut.

PGA= 0,4 g

S_S = 1,5 g

S_1 = 0,4 g

- Menentukan faktor situs F_{PGA}, F_a dan F_v

Dari nilai PGA, S_S dan S_1 dengan kelas situ tanah lunak (SE), diperoleh nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.22 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}, F_a) dan Tabel 3.23 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v) sebagai berikut.

F_{PGA}= 0,9

F_a = 0,9

F_v = 2,4

- Menggambar grafik respon spektra

Nilai- nilai pada grafik respon spektra dihitung berdasarkan Gambar 3.14 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah.

$A_s = F_{PGA} x\ PGA$

= 0,9 x 0,4

= 0,36

$S_{DS} = F_a x\ S_S$

= 0,9 x 1,5

= 1,35

$S_{D1} = F_v x\ S_1$

= 2,4 x 0,4

= 0,96

$T_S = S_{D1} / S_{DS}$

= 0,96 / 1,35

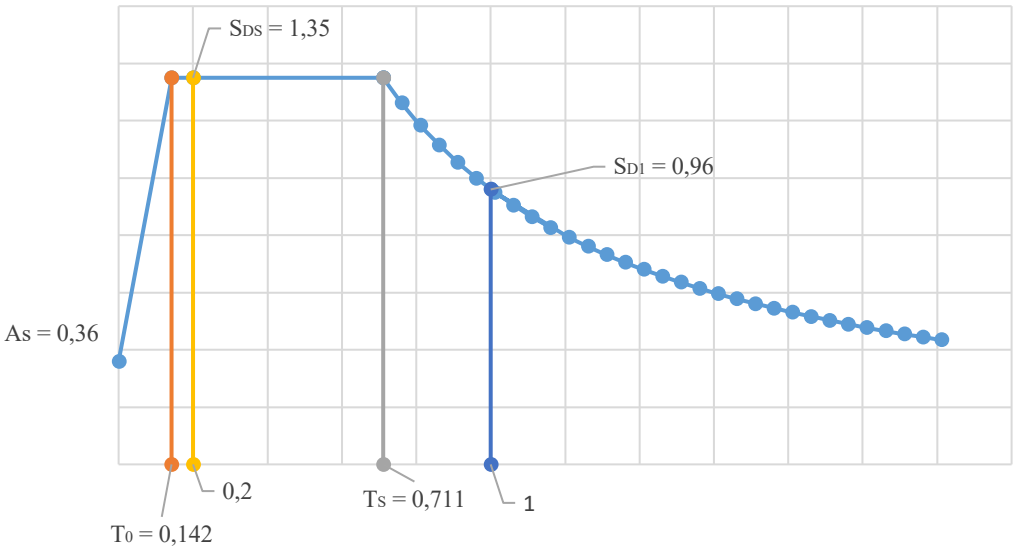
= 0,711

$T_0 = 0,2\ T_S$

= 0,2 x 0,711

= 0,142

Adapun grafik respon spektra dari nilai- nilai di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.98 Grafik Respon Spektra

1) Beban gempa horizontal arah x (EQ_X)

Beban gempa horizontal arah x (EQ_X) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_X adalah sebagai berikut.

a) Perhitungan berat struktur (*Wt)*

Berat struktur (*Wt*) $= P_{MS} + P_{MA}$

$= 7279{,}202 + 240{,}732$

$= 7519{,}934$ kN

b) Koefisien respons gempa elastis (*Csm*)

Untuk mendapatkan nilai $C_{sm,}$ terlebih dahulu dicari nilai periode alami *(T)* agar dapat dibandingkan dengan T_0 dan T_S. Mengacu pada SNI 2833-2008, waktu periode alami (*T*) pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\,K}}$$

keterangan :

T = waktu periode alami (detik)

Wt = berat total struktur (kN)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/s^2)

K = kekakuan struktur pilar

Adapun nilai *K* didapatkan melalui perhitungan berikut ini.

i. Kekakuan struktur (*K*)

$$K = \frac{12\,EI}{L^3}$$

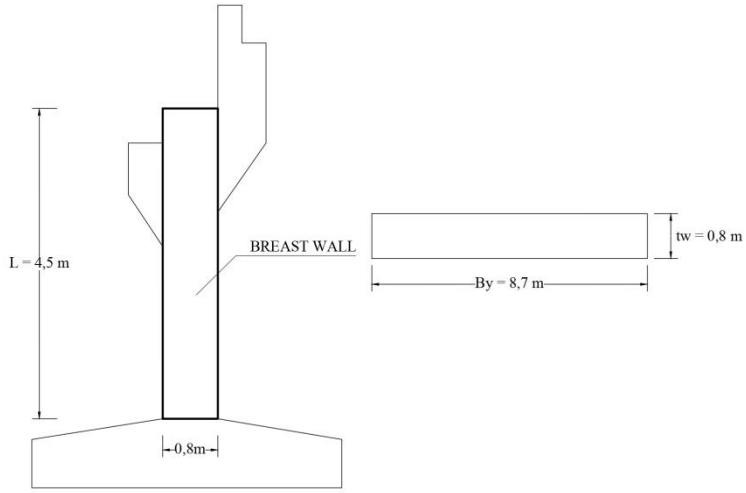
keterangan :

E = modulus elastisitas beton (kPa)

I = momen inersia (m^4)

L = tinggi struktur pilar (m)

Penampang struktur *breast wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.99 Penampang *Breast Wall*

Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

Modulus elastis beton (*E*) = 4700 x $\sqrt{(f'c)}$

= 4700 x √25

= 23500 MPa

= 23500000 kPa

Tinggi *breast wall* (*L*) = 4,5 m

Lebar *breast wall* (*h*) = 0,8 m

Lebar *abutment* (*By*) = 8,7 m

Momen Inersia arah x *(Ix)* = $\frac{1}{12}$ x By^3 x h

= $\frac{1}{12}$ x $8{,}7^3$ x 0,8

$= 43{,}9\ m^4$

Kekakuan arah X (K_x) $= \frac{12\ E\ Ix}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 43{,}9}{4{,}5^3}$

$= 135855763$ kN/m

ii. Waktu periode alami (T)

Periode alami arah x (T_x) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ Kx}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{7519{,}934}{9{,}81\ x\ 135855763}}$

$= 0{,}015$ detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa :

$T_X < T_0$

$0{,}015 < 0{,}142$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah x (C_{smx}) menggunakan persamaan 3.21 berikut.

$C_{smx} = S_{DS} - A_s \frac{Tx}{T_0} + A_s$

$= 1{,}35 - 0{,}36 \frac{0{,}015}{0{,}142}$

$= 1{,}672$

c) Faktor modifikasi respons (R)

Jembatan Kiringan termasuk jembatan yang memiliki fungsi jalan lingkungan sehingga berdasarkan Tabel 3.26 Kategori Kepentingan Jembatan, Jembatan Kiringan termasuk pada Jembatan Lainnya. Jembatan Kiringan menggunakan 1 pilar beton bertulang, mengacu pada Tabel 3.25 Faktor Modifikasi Respons (*R)* untuk Bangunan Bawah didapatkan nilai $R = 3$.

d) Gaya gempa horizontal arah X

Berdasarkan SNI 2833 (2016) faktor beban lalu lintas untuk gempa pada jembatan majemuk, $\gamma_{EQ} = 0{,}0$

Berat seismik (W) $= P_{MS\ Struktur\ atas} + P_{MA} + (\gamma_{EQ} \times P_{TD})$

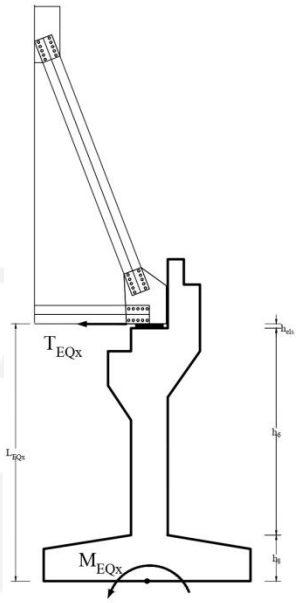
$= 1999{,}888 + 240{,}732 + (0{,}0 \times 711{,}06)$

$= 2240{,}62$ kN

$T_{EQx} = \frac{Csmx}{R} \times W$

$= \frac{1{,}672}{3} \times 2240{,}62$

$= 1248{,}937$ kN



Gambar 5.100 Beban Gempa Arah X Pada *Abutment*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{EQx}) = h_{els} + h6 + h8

= 0,095 + 4,5 + 1

= 5,595 m

Momen akibat gempa arah x (M_{EQx}) = $-T_{EQx} \, x \, L_{EQx}$

= -1248,937 x 5,595

= -6987,804 kNm

2) Beban gempa horizontal arah y (EQ_y)

Beban gempa horizontal arah y (EQ_y) merupakan beban gempa yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_y dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.

Berat struktur (*Wt)* = 7519,934 kN

Tinggi *breast wall* (*L*) = 4,5 m

Lebar *breast wall* (*h*) = 0,8 m

Lebar *abutment* (*By*) = 8,7 m

Momen Inersia arah y *(Iy)* $= \frac{1}{12} \; x \; By \; x \; h^3$

$= \frac{1}{12}$ x 8,7 x0,8^3

= 0,371 m^4

Kekakuan arah y (K_Y) $= \frac{12 \; E \; Iy}{L^3}$

$= \frac{12 \; x \; 23500000 \; x \; 0{,}371}{4{,}5^3}$

= 11148734 kN/m

Periode alami arah y (T_Y) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \; Ky}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{7519{,}934}{9{,}81 \; x \; 11148734}}$

= 0,162 detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa

$T_0 < T_X \leq T_S$

0,142 < 0,162 < 0,711

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah y (C_{smy}) menggunakan persamaan 3.22 berikut.

$C_{smy} = S_{DS}$

= 1,35

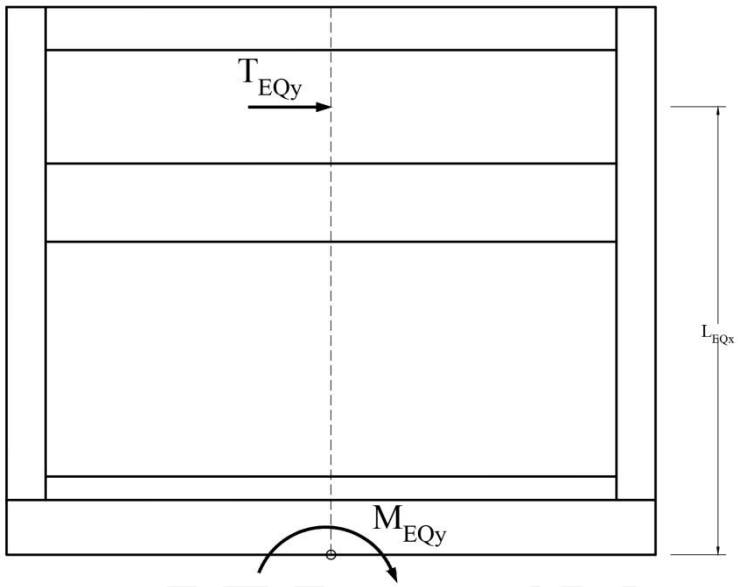
Faktor modifikasi respons (*R)* = 3

Berat seismik (*W*) = 2240,62 kN

Beban gempa arah y (T_{EQY}) = $\frac{Csmy}{R}$ *x W*

= $\frac{1,35}{3}$ *x* 2240,62

= 1008,279 kN



Gambar 5.101 Beban Gempa Arah Y Pada *Abutment*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{EQY}) = h_{els} + h6 + h8

= 0,095 + 4,5 + 0,8

= 5,595 m

Momen akibat gempa arah y (M_{EQY}) = -T_{EQY} *x* L_{EQY}

= -1008,279 x 5,595

= -5641,32 kNm

l. Beban gesekan perletakan (*BF*)

Beban gesekan perletakan, T_{BF} dihitung berdasarkan persamaan 3.39 sebagai berikut.

$$T_{BF} = K \, x \, \Delta T$$

keterangan :

K = kekakuan geser (kN/m)

ΔT = muai jembatan akibat temperatur (m)

1) Mencari nilai kekakuan geser (K)

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan dalam karet = 15 mm

Jumlah lapisan karet elastomer = 6 buah

Tebal elastomer bearing (h_{els}) = 5 + (15x6)

= 95 mm

Berdasarkan Tabel 3.12, untuk elastomer seperti data di atas didapatkan :

Kekakuan geser setiap lapisan karet = 18,5 x 10^3 kN/m

nilai kekakuan geser (K) = 18,5 x 10^3 x 6

= 111000 kN/m

2) Mencari nilai muai jembatan akibat temperatur (ΔT)

Nilai ΔT didapatkan berdasarkan persamaan 3.11 sebagai berikut

$$\Delta T = \alpha L\ (T_{maxdesign} - T_{mindesign})$$

dengan :

a) Koefisien muai panjang beton pelat lantai (α) = 0,00001°C (Tabel 3.11)

b) Panjang 1 bentang jembatan (L) = 45 m

c) Suhu max desain ($T_{max\ design}$) = 40°C (Tabel 3.10)

d) Suhu min desain ($T_{min\ design}$) = 15°C (Tabel 3.10)

Muai Jembatan Akibat Temperatur

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

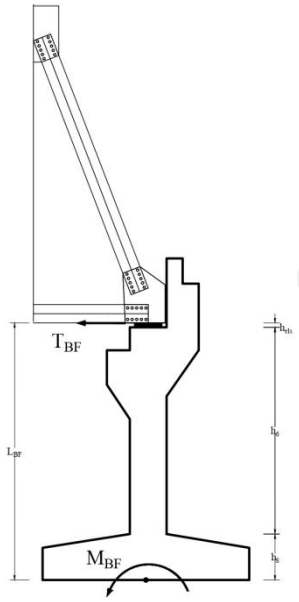
$$= 0{,}00001 \times 45 \text{ x } (40\text{-}15)$$

$$= 0{,}01125 \text{ m}$$

Didapatkan beban gesekan perletakan (T_{BF}) = $K\ x\ \Delta T$

$$= 111000 \text{ x } 0{,}01125$$

$$= 1248{,}75 \text{ kN}$$



Gambar 5.102 Beban Gesekan Perletakan Pada *Abutment*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{BF}) = h_{els} + h6 + h8

= 0,095 + 4,5 + 1

= 5,595 m

Momen akibat gesekan perletakan (M_{BF}) = $-T_{BF} \, x \, L_{BF}$

= -1665 x 5,595

= -6986,756 kNm

m. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Pembebanan *Abutment*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1.	Berat sendiri	*MS*	7279,2			7839,9	
2.	Beban mati tambahan	*MA*	240,7			12,0	
3.	Tekanan Tanah aktif	*TA*		-1550,1		-2629,3	
4.	Tekanan Tanah pasif	*TA*		765,5		361,3	
5.	Tekanan tanah gempa	*TA*		-338,0		-4437,5	
B.	Beban lalu lintas						
6.	Beban Lajur “D”	*TD*	711,1			35,6	
7.	Beban pejalan kaki	*TP*	202,5			10,1	
8.	Gaya rem	*TB*		-106,0		-932,8	
C.	Beban aksi lingkungan						
9.	Beban angin struktur	EW_S			321,7		2909,8
10.	Beban angin kendaraan	EW_L	135,2			6,8	
11.	Beban gempa vertikal	*EQv*	2419,9			121,0	
12.	Beban gempa arah x	*EQx*		-1248,9		-6987,8	
13.	Beban gempa arah y	*EQy*			1008,3		5641,3
D.	Beban aksi lainnya						
14.	Gesekan perletakan	*BF*		-1248,8		-6986,8	

n. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada tepi *pile cap abutment* adalah kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa dan kombinasi

daya layan. Hal ini dikarenakan tepi *pile cap* (fondasi) direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.23 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada *Abutment*

Keadaan batas	***MS MA TA***	***TD TB TP***	***EWs***	***EW_L***	***BF***	***EQ***
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	-
Daya Layan II	1,00	1,30	-	-	1,00	-
Daya Layan III	1,00	0,80	-	-	1,00	-
Daya Layan IV	1,00	-	0,70	-	1,00	-

Adapun faktor beban γ_P pada keadaan batas ekstrem I diambil dari kondisi batas layan pada masing- masing beban sedangkan faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) pada keadaan batas ekstrem I ditentukan berdasarkan Tabel 3. Untuk kategori jembatan lainnya. Sehinnga diperoleh nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} sebagai berikut.

Tabel 5.24 Faktor Beban Pada *Abutment*

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	$\gamma_{TAaktif}$	$\gamma_{TApasif}$	γ_{EQ}
Kondisi batas layan	1,00	1,00	1,00-	1,00	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	1,00-	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Ekstrem I = $MS + MA + TA + BF + EQ$

Layan I = $MS + MA + TA + TD + TB + TP + 0{,}3\ EWs + EW_L + BF$

Layan II = $MS + MA + TA + 1{,}3TD + 1{,}3TB + 1{,}3\ TP + BF$

Layan III = $MS + MA + TA + 0{,}8\ TD + 0{,}8\ TB + 0{,}8\ TP + BF$

Layan IV = $MS + MA + TA + 0{,}7\ EWs + BF$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Abutment*

Beban	**Kode**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	7279,2			7839,9	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7			12,0	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1550,1		-2629,3	
Tekanan tanah pasif	*TA*	1		765,5		361,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-338,0		-4437,5	
Beban gempa vertikal	*EQv*	1	2419,9			121,0	
Beban gempa arah x	*EQx*	1		-1248,9		-6987,8	
Beban gempa arah y	*EQy*	1			1008,3		5641,3
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-6986,8	
Jumlah			9939,8	3620,2	1008,3	12707,2	5641,3

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I Pada *Abutment*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	7279,2			7839,9	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7			12,0	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1550,1		-2629,3	
Tekanan tanah pasif	*TA*	1		765,5		361,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-338,0		-4437,5	
Beban Lajur "D"	*TD*	1	711,1			35,6	
Beban pejalan kaki	*TP*	1	202,5			10,1	
Gaya rem	*TB*	1		-106,0		-932,8	
Beban angin struktur	EW_S	0,3			96,51		872,93
Beban angin kendaraan	EW_L	1		135,2		-20,3	
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-6986,8	
Jumlah			8433,5	2342,0	96,5	6747,8	872,9

Tabel 5.27 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II Pada *Abutment*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	7279,2			7839,9	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7			12,0	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1550,1		-2629,3	
Tekanan tanah pasif	*TA*	1		765,5		361,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-338,0		-4437,5	
Beban Lajur "D"	*TD*	1,3	924,4			46,2	

Lanjutan Tabel 5.27 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II Pada *Abutment*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban pejalan kaki	*TP*	1,3	263,3			13,2	
Gaya rem	*TB*	1,3		-137,8		-1212,6	
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-6986,8	
Jumlah			8707,6	2509,0	0,0	6993,6	0,0

Tabel 5.28 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III Pada *Abutment*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	7279,2			7839,9	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7			12,0	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1550,1		-2629,3	
Tekanan tanah pasif	*TA*	1		765,5		361,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-338,0		-4437,5	
Beban Lajur “D”	*TD*	0,8	568,8			28,4	
Beban pejalan kaki	*TP*	0,8	162,0			8,1	
Gaya rem	*TB*	0,8		-84,8		-746,2	
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-6986,8	
Jumlah			8250,8	2456,0	0,0	6550,0	0,0

Tabel 5.29 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV Pada *Abutment*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	7279,2			7839,9	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7			12,0	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1550,1		-2629,3	
Tekanan tanah pasif	*TA*	1		765,5		361,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-338,0		-4437,5	
Beban angin struktur	EW_S	0,7			225,2		2036,8
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,75		-6986,8	
Jumlah			7519,9	2371,2	225,2	5840,4	2036,8

Tabel 5.30 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap Abutment*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Ekstrem I	9939,8	3620,2	1008,3	12707,2	5641,3
Daya Layan I	8433,5	2342,0	96,5	6747,8	872,9
Daya Layan II	8707,6	2509,0	0,0	6993,6	0,0
Daya Layan III	8250,8	2456,0	0,0	6550,0	0,0
Daya Layan IV	7519,9	2371,2	225,2	5840,4	2036,8

3. Analisis Pembebanan pada Pangkal *Breast Wall*

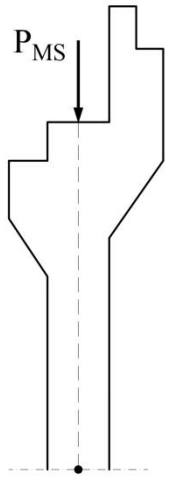
Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada pangkal *breast wall.*

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan berat sendiri struktur atas :

$P_{MS\ struktur\ atas}$ = 1999,888 kN

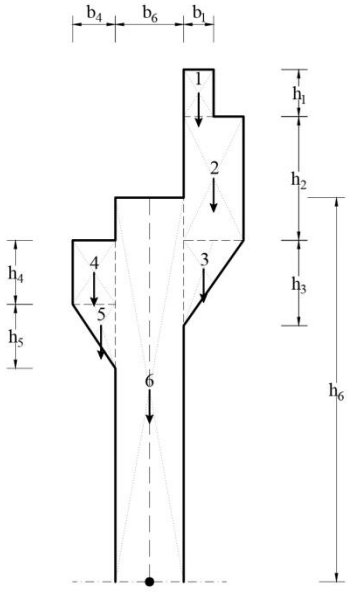


Gambar 5.103 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas *Breast Wall*

Beban $P_{MS\ struktur\ atas}$ berada tepat pada garis titik berat *breast wall* sehingga tidak menyebabkan adanya momen.

2) Berat sendiri struktur bawah

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar bawah ini.



Gambar 5.104 Berat Sendiri *Breast Wall*

Adapun perhitungan berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.31 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Breast Wall*

No.	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume (γ_s)	Berat	Lengan	Arah Momen	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
1	0,35	0,55	1	8,7	24	40,19	0,058	1	2,33
2	0,70	1,45	1	8,7	24	211,93	0,75	1	158,95
3	0,70	1,00	0,5	8,7	24	73,08	0,75	1	54,81
4	0,50	0,75	1	8,7	24	78,30	0,65	-1	-50,90
5	0,50	0,75	0,5	8,7	24	39,15	0,65	-1	-25,45
6	0,80	4,50	1	8,7	24	751,68	0	1	0,00
Jumlah						1194,34			139,75

3) Rekapitulasi berat sendiri

Hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.32 Rekapitulasi Berat Sendiri Pada *Breast Wall*

No.	Berat sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1.	Struktur atas	1999,888	0
2.	*Breast wall*	1194,34	139,75
	Jumlah	3194,224	139,748

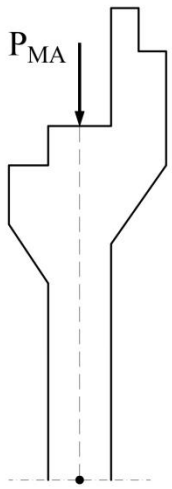
Gaya akibat berat sendiri (P_{MS}) = 3194,224 kN

Momen akibat berat sendir (M_{MS}) = 139,748 kNm

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban mati tambahan :

P_{MA} = 240,732 kN

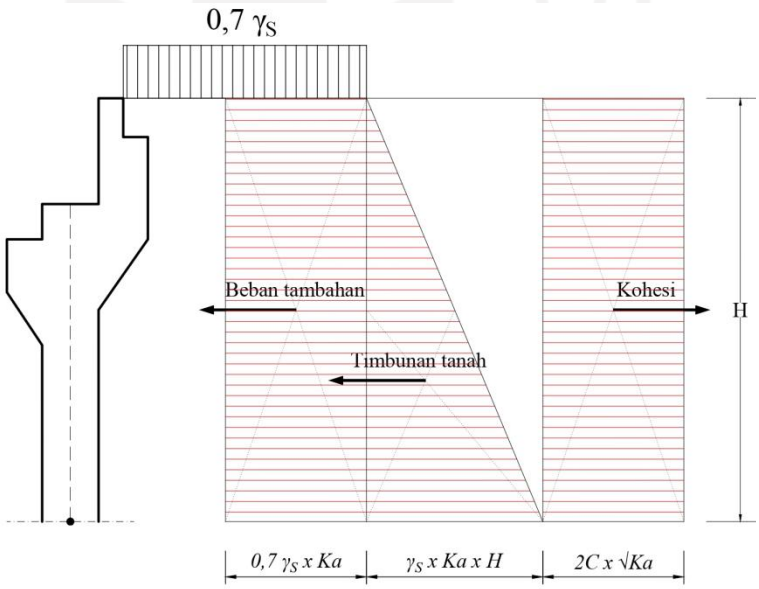


Gambar 5.105 Reaksi Perletakan Berat Mati Tambahan *Breast Wall*

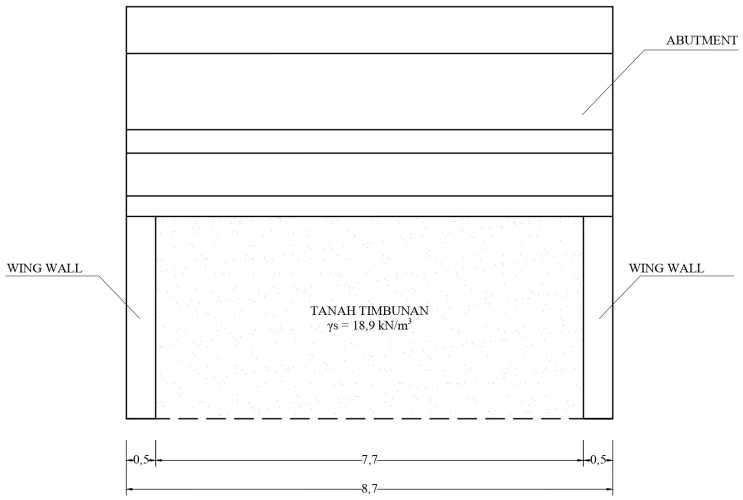
Beban P_{MA} bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

c. Tekanan tanah aktif (*TA*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah di belakang dinding penahan mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.106 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall*



Gambar 5.107 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah

Tanah timbunan yang digunakan adalah tanah pada lapisan 2,5 meter yakni pasir halus berlanau dengan data sebagai berikut.

Tinggi timbunan tanah (H) = 6 m

Lebar timbunan tanah (By') = 7,7 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25^0

Kohesi (C) = 15 kN/m^2

Sudut geser antara urukan dan dinding

δ = 25^0 (Berdasarkan Tabel 3.8)

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

β = 0^0

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

$\theta \quad = 90^0$

Faktor pengurangan kekuatan

$K_\phi^R = 0{,}7$

Sudut geser efektif tanah

$\phi'_f = tan^{-1} (K_\phi^R \; x \; tan \; \phi \;)$

$= tan^{-1} (0{,}7 \; x \; tan \; 25^0 \;)$

$= 18{,}077^0$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{sin\left(\phi'_f + \delta\right) sin\left(\phi'_f - \beta\right)}{sin\,(\theta - \delta)\, sin\,(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{sin\,(26{,}112 + 25)\, sin\,(26{,}112 - 0)}{sin\,(90 - 25)\, sin\,(90 + 0)}}$$

$= 1{,}484$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$Ka = \frac{sin^2\left(\theta + \phi'_f\right)}{\Gamma\left[sin^2\,\theta\; sin\,(\theta - \delta)\right]}$$

$$= \frac{sin^2\,(90 + 26{,}112)}{1{,}484\left[sin^2\,90\;\; sin\,(90 - 25)\right]}$$

$= 0{,}672$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA_1 \quad = 0{,}7 \; \gamma_S x \; Ka \; x \; H \; x \; By'$

= 0,7 x 18,9 x 0,672 *x* 6 x 7,7

= 410,816 kN

2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

TA_2 = ½ x γ_S x Ka x x H x H x By'

= ½ x 19,9 x 0,672 *x* 6 x 6 x 7,7

= 1760,641 kN

3) Gaya tekanan tanah aktif akibat kohesi tanah timbunan

TA_3 = 2c x $\sqrt{Ka}$ x H x By'

= 2 x 15 x $\sqrt{0,672}$ x 6 x 7,7

= 1136,282 kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.33 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	**Lengan**	**Momen (M_{TA})**
	kN	**m**	**kNm**
Akibat beban tambahan	-410,816	3,0	-1232,449
Akibat timbunan tanah	-1760,641	2,0	-3521,282
Akibat kohesi tanah timbunan	1136,282	3,0	3408,846
∑ ***TA***	-1035,175	∑ M_{TA}	-1344,885

Gaya akibat tekanan tanah aktif (*TA*) = -1035,175 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M_{TA}) = -1344,885 kNm

d. Tekanan tanah akibat gempa (T_{EQ})

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

Tinggi *abutment* (H)	= 7 m
Tinggi timbunan tanah (H')	= 6 m
Lebar timbunan tanah (By)	= 7,7 m
Berat volume tanah timbunan (γ_S)	= 18,9 kN/m^3
Sudut gesek dalam tanah timbunan (ϕ)	= 25°
Kohesi tanah timbunan (C)	= 15 kN/m^2
Sudut geser antara tanah dan abutment (δ)	= 25°
Sudut kemiringan timbunan (i)	= 0°
Koefisien percepatan vertikal (k_v)	= 0
Kemiringan dinding abutment (β_a)	= 0°
Koefisien percepatan puncak (A_S)	= 0,36 g
Koefisien percepatan horizontal (k_h)	= *0,5 As*
	= 0,5 x 0,36
	= 0,18
Besar sudut (θ)	= $tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right)$
	= $tan^{-1}\left(\frac{0,18}{1-0}\right)$

= 10,204°

Koefisien tekanan aktif seismik

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2 \beta a\ cos\ (\delta+\theta+\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi)\ sin(\phi-\theta-i)}{cos\ (\delta+\theta+\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2}$$

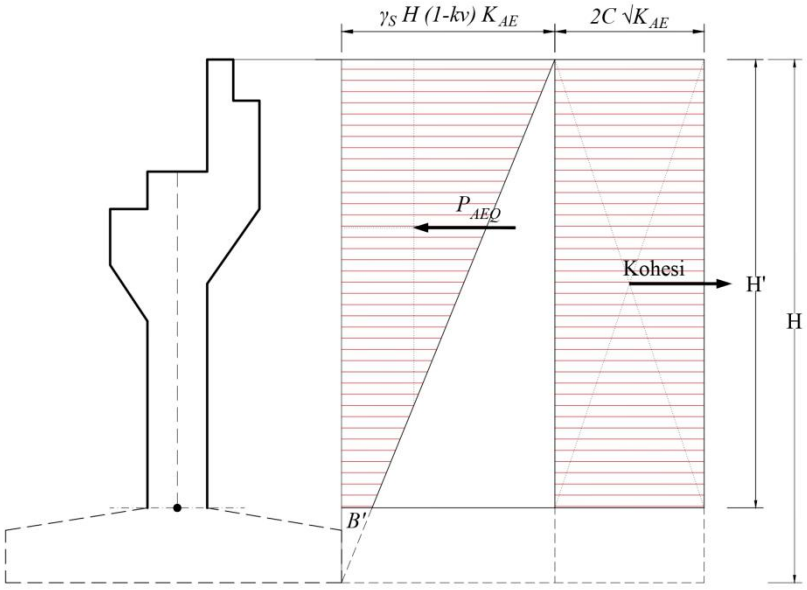
$$= \frac{cos^2(25 - 10{,}204 - 0)}{cos\ 10{,}204\ cos^2\ 0\ cos\ (25+10{,}204+0)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(25+25)\ sin(25-10{,}204-0)}{cos\ (25+10{,}204+0)\ cos\ (0-0)}}\right)^{-2}$$

= 0,524

$$B' = \frac{(\gamma_S\ x\ H\ x\ (1-kv)\ x\ K_{AE})\ x\ (H-H')}{H}$$

$$= \frac{(18{,}9\ x\ 7\ x\ (1-0)\ x\ 0{,}524)\ x\ (7-6)}{7}$$

= 9,905 m



Gambar 5.108 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall*

Adapun perhitungan tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

$T_{TEQ1} = ½ \times [(\gamma_S \times H^2 \times (1-k_v) \times K_{AE}) + B') \times H' \times By$

$= ½ \times [(19,9 \times 7^2 \times (1-0) \times 0,524) + 9,905] \times 6 \times 7,7$

$= 1830,427$ kN

2) Kohesi tanah aktif akibat gempa

$T_{TEQ2} = 2 \times c \times \sqrt{K_{AE}} \times H' \times By$

$= 2 \times 15 \times \sqrt{0,524} \times 6 \times 7,7$

$= 1003,362$ kN

Tabel 5.34 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Breast Wall*

Gaya Tekanan Tanah	T_{TEQ}	Lengan	Momen (M_{TEQ})
	kN	m	kNm
Tekanan tanah aktif akibat gempa	-1830,427	4,00	-7321,71
Kohesi tanah pasif akibat gempa	1003,362	3,00	3010,09
$\sum T_{TEQ}$	-827,07	$\sum M_{TEQ}$	-4311,62

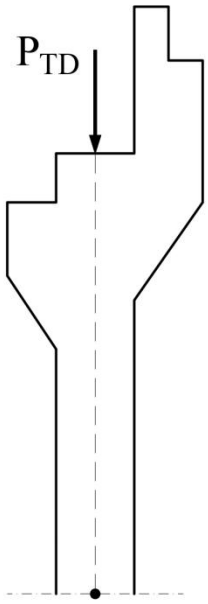
Gaya tekanan tanah akibat gempa, T_{TEQ} = -827,07 kN

Momen tekanan tanah akibat gempa, M_{TEQ} = -4311,62 kNm

f. Beban lajur "D" (*TD*)

Dari pehitungan sebelumnya diperoleh :

P_{TD} = 711,06 kN



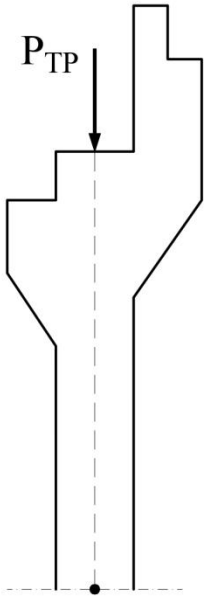
Gambar 5.109 Reaksi Perletakan Beban Lajur "D" Pada *Breast Wall*

Beban P_{TD} bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

g. Beban pejalan kaki (*TP*)

Dari pehitungan sebelumnya diperoleh :

P_{TP} = 202,5 kN



Gambar 5.110 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada *Breast Wall*

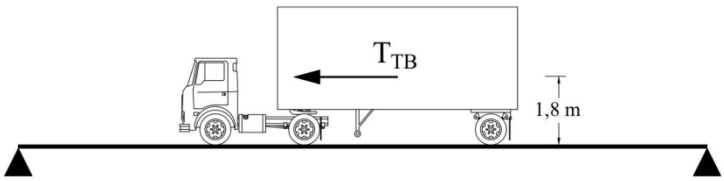
Beban P_{TP} bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

h. Beban gaya rem (*TB*)

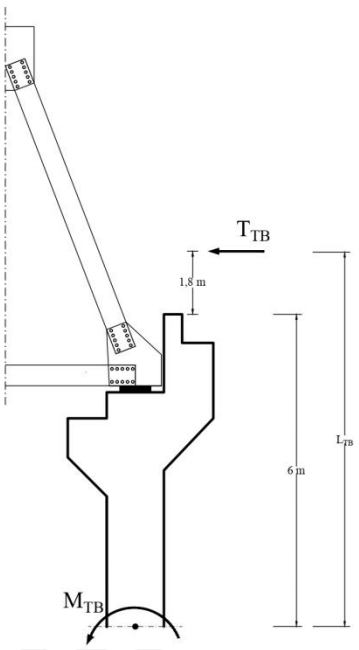
Dari pehitungan sebelumnya diperoleh :

T_{TB} = 106 kN

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.111 Beban Gaya Rem Pada *Breast Wall*



Gambar 5.112 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada *Breast Wall*

Beban T_{TB} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{TB}) = 1,8 + 6

= 7,8 m

Momen akibat beban gaya rem (M_{TB}) = $-T_{TB} \times L_{TB}$

= -106 x 7,8

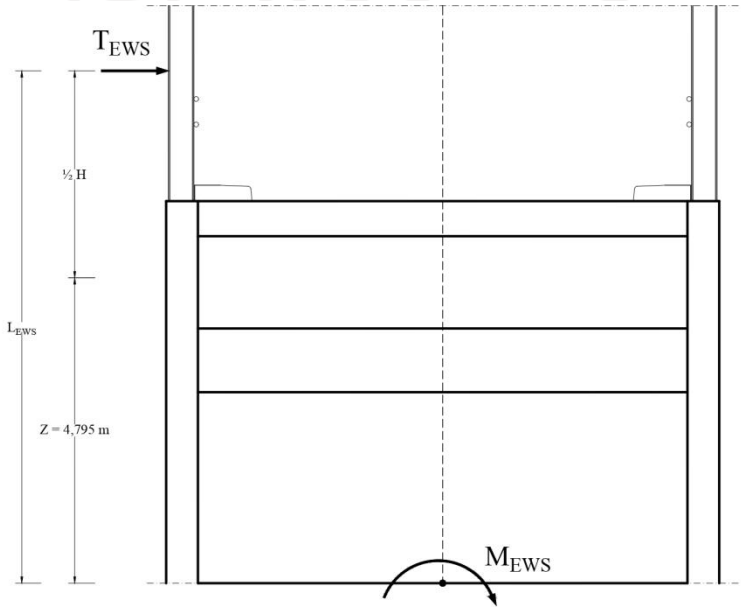
= -826,8 kNm

i. Beban angin (*EW*)

1) Beban angin struktur (EW_S)

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut.

T_{EWS} = 321,697 kN



Gambar 5.113 Beban Angin Struktur Pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *pile cap*, L_{EW} = ½ H_{rangka} + Z

= ½ 6,5 + 4,795

= 8,045 m

Momen akibat gesekan perletakan, M_y = T_{EW} x L_{EW}

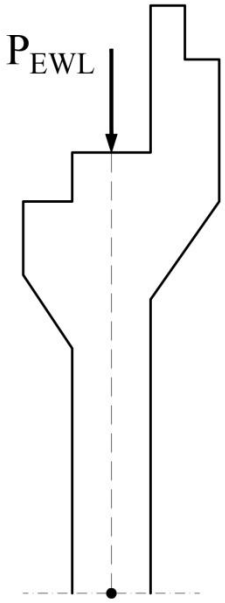
= 321,697 x 8,045

= 2588,056 kNm

2) Beban angin kendaraan (EW_L)

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut.

P_{EWL} = 135,154 kN



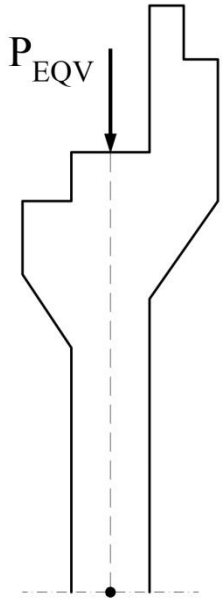
Gambar 5.114 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan Pada *Breast Wall*

Beban P_{EWL} bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

j. Gempa vertikal (EQ_V)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

P_{EQV} = 2419,869 kN



Gambar 5.115 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal Pada *Breast Wall*

Beban P_{EQV} bertumpu pada titik tengah *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.

k. Gempa lateral (EQ_L)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Kelas situs = tanah lunak (SE)

PGA= 0,4 g

S_S = 1,5 g

S_1 = 0,4 g

F_{PGA}= 0,9

F_a = 0,9

F_v = 2,4

A_s = 0,36

S_{DS} = 1,35

S_{D1} = 0,96

T_S = 0,711

T_0 = 0,142

1) Beban gempa horizontal arah x (EQ_X)

Beban gempa horizontal arah x (EQ_X) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_X adalah sebagai berikut.

Berat struktur (*Wt)* = $P_{MS} + P_{MA}$

= 3194,224 + 240,732

= 3434,956 kN

Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

Modulus elastis beton (*E*) = 23500000 kPa

Tinggi *breast wall* (*H*) = 4,5 m

Lebar *breast wall* (*h*) = 0,8 m

Lebar *abutment* (*By*) = 8,7 m

Momen Inersia arah x *(Ix)* = $\frac{1}{12}$ x By^3 x h

= $\frac{1}{12}$ x $8,7^3$ x 0,8

= 43,9 m^4

Kekakuan arah X (K_x) $= \frac{12\ E\ Ix}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 43,9}{4,5^3}$

= 135855763 kN/m

Periode alami arah x (T_x) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ Kx}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{3434,956}{9,81\ x\ 135855763}}$

= 0,01 detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa

$T_X < T_0$

0,01 < 0,142

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016), koefisien respons gempa elastis arah x (C_{smx}) dihitung menggunakan persamaan 3.21 berikut.

$C_{smx} = S_{DS} - A_s \frac{Tx}{T_0} + A_s$

$= 1,35 - 0,36 \frac{0,01}{0,142}$

= 1,684

Faktor modifikasi respons (R) = 3.

Faktor beban gempa (γ_{EQ}) = 0,0

Berat seismik (W) $= P_{MS\ Struktur\ Atas} + P_{MA} + (\gamma_{EQ}\ x\ P_{TD})$

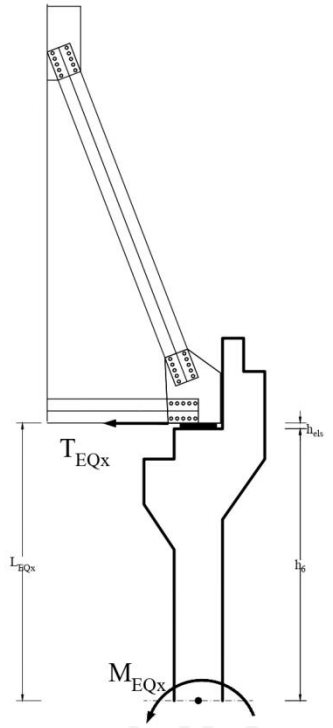
= 1999,888 + 240.732 + (0,0 x 772,8)

= 2240,62 kN

Beban gempa arah x (T_{EQx}) = $\frac{Csmx}{R}$ *x W*

= $\frac{1,684}{3}$ *x* 2240,62

= 1258,083 kN



Gambar 5.116 Beban Gempa Arah X Pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{EQx}) = h_{els} + h6

= 0,095 + 4,5

= 4,595 m

Momen akibat gempa arah x (M_{EQx}) = -T_{EQx} *x* L_{EQx}

= -1258,083 x 4,595

= -5780,893 kNm

2) Beban gempa horizontal arah y (EQ_Y)

Beban gempa horizontal arahy (EQ_Y) merupakan beban gempa yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_Y dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.

Berat struktur (*Wt)* = 3434,956 kN

Tinggi *breast wall* (*L*) = 4,5 m

Lebar *breast wall* (*h*) = 0,8 m

Lebar *abutment* (*By*) = 8,7 m

Momen Inersia arah y *(Iy)* $= \frac{1}{12} \; x \; By \; x \; h^3$

$= \frac{1}{12}$ x 8,7 x$0,8^3$

= 0,371 m^4

Kekakuan arah y (K_Y) $= \frac{12 \; E \; Iy}{L^3}$

$= \frac{12 \; x \; 23500000 \; x \; 0,37}{4,5^3}$

= 1148734 kN/m

Periode alami arah y (T_Y) $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \; Ky}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{3434,956}{9,81 \; x \; 1148734}}$

= 0,11 detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa

$T_Y \quad < \quad T_0$

0,11 < 0,142

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016), koefisien respons gempa elastis arah y (C_{smy}) dihitung menggunakan persamaan 3.21 berikut.

$C_{smy} = S_{DS} - A_s \frac{Ty}{T_0} + A_s$

$= 1{,}35 - 0{,}36 \frac{0{,}11}{0{,}142}$

$= 1{,}432$

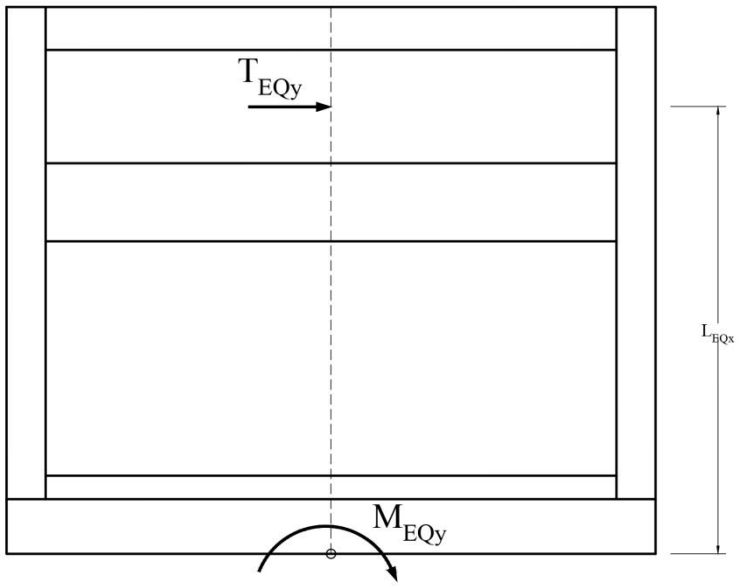
Faktor modifikasi respons (R) = 3

Berat seismik (W) = 2240,62 kN

Beban gempa arah y (T_{EQY}) $= \frac{Csmy}{R} \; x \; W$

$= \frac{1{,}432}{3} \; x \; 2240{,}62$

= 1069,768 kN



Gambar 5.117 Beban Gempa Arah Y Pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{EQY}) = h_{els} + h6

= 0,095 + 4,5

= 4,595 m

Momen akibat gempa arah x (M_{EQY}) = $-T_{EQY} x\ L_{EQY}$

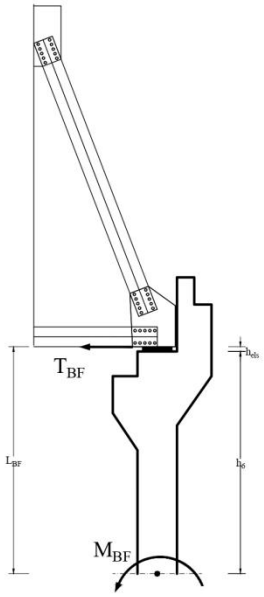
= -1069,768 x 4,595

= -4915,583 kNm

l. Beban gesekan perletakan (*BF*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

T_{BF} = 1248,75 kN



Gambar 5.118 Beban Gesekan Perletakan Pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (L_{BF}) = h_{els} + h6

= 0,095 + 4,5

= 4,595 m

Momen akibat gesekan perletakan (M_{BF}) = $-T_{BF} \, x \, L_{BF}$

= -1665 x 4,595

= -5738,01 kNm

m. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.35 Rekapitulasi Berat Struktur Pada *Breast Wall*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1.	Berat sendiri	*MS*	3194,2			139,7	
2.	Beban mati tambahan	*MA*	240,7				
3.	Tekanan tanah aktif	*TA*		-1035,2		-1344,9	
4.	Tekanan tanah gempa	*TA*		-827,1		-4311,6	
B.	Beban lalu lintas						
5.	Beban Lajur "D"	*TD*	711,1				
6.	Beban pejalan kaki	*TP*	202,5				
7.	Gaya rem	*TB*		-106,0		-826,8	
C.	Beban aksi lingkungan						
8.	Beban angin struktur	EW_S			321,7		2588,1
9.	Beban angin kendaraan	EW_L	135,2				
10.	Beban gempa vertikal	*EQv*	2419,9				
11.	Beban gempa arah x	*EQx*		-1258,1		-5780,9	
12.	Beban gempa arah y	*EQy*			1069,8		4915,6
C.	Beban aksi lainnya						
13.	Gesekan perletakan	*BF*		-1248,8		-5738,0	

n. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal *breast wall* adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.36 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada Pangkal *Breast Wall*

Keadaan batas	***MS MA TA***	***TD TB TP***	***EWs***	***EW_L***	***BF***	***EQ***
Kuat I	γ_p	1,8	-	1,00	0,5/1,20	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	1,00	0,5/1,20	-
Kuat III	γ_p	-	1,40	-	1,00	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	0,5/1,20	-
Kuat V	γ_p	-	0,40	1,00	1,00	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,00	1,00

Dengan nilai masing- masing faktor beban γ_p sebagai berikut.

Tabel 5.37 Faktor Beban

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	$\gamma_{TAaktif}$	$\gamma_{TApasif}$	γ_{EQ}
Kondisi Batas Ultimit	1,3	2	1,25-	1,40	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	1,00-	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I $= 1{,}3MS + 2MA + \gamma_{TA}\,TA + 1{,}8TD + 1{,}8TB + 1{,}8TP + EW_L + BF$

Kuat II $= 1{,}3MS + 2MA + \gamma_{TA}\,TA + 1{,}4TD + 1{,}4TB + 1{,}4TP + EW_L + BF$

Kuat III $= 1{,}3MS + 2MA + \gamma_{TA}\,TA + 1{,}4\,EWs + BF$

Kuat IV $= 1{,}3MS + 2MA + \gamma_{TA}\,TA + BF$

Kuat V $= 1{,}3MS + 2MA + \gamma_{TA}\,TA + 0{,}4\,EWs + EW_L + BF$

Ekstrem I $= MS + MA + TA + BF + EQ$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.38 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	4152,5			181,7	
Beban mati tambahan	*MA*	2	481,5				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		-1294,0		-1681,1	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-1033,8		-5389,5	
Beban Lajur "D"	*TD*	1,8	1279,9				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,8	364,5				
Gaya rem	*TB*	1,8		-190,8		-1488,2	
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Gesekan perletakan	*BF*	1,2		-1498,5		-6885,6	
Jumlah			6413,5	4017,1	0,0	15262,8	0,0

Tabel 5.39 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	4152,5			181,7	
Beban mati tambahan	*MA*	2	481,5				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		-1294,0		-1681,1	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-1033,8		-5389,5	
Beban Lajur "D"	*TD*	1,4	995,5				

Beban pejalan kaki	*TP*	1,4	283,5				
Gaya rem	*TB*	1,4		-148,4		-1157,5	
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Gesekan perletakan	*BF*	1,2		-1498,5		-6885,6	
Jumlah			6048,1	3974,7	0,0	14932,1	0,0

Lanjutan Tabel 5.39 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada *Breast Wall*

Beban	**Kode**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban pejalan kaki	*TP*	1,4	283,5				
Gaya rem	*TB*	1,4		-148,4		-1157,5	
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Gesekan perletakan	*BF*	1,2		-1498,5		-6885,6	
Jumlah			6048,1	3974,7	0,0	14932,1	0,0

Tabel 5.40 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada *Breast Wall*

Beban	**Kode**	**Faktor Beban**	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	4152,5			181,7	
Beban mati tambahan	*MA*	2	481,5				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		-1294,0		-1681,1	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-1033,8		-5389,5	
Beban angin struktur	EW_S	1,4			450,4		3623,3
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-5738,0	
Jumlah			4634,0	3576,6	450,4	12627,0	3623,3

Tabel 5.41 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	4152,5			181,7	
Beban mati tambahan	*MA*	2	481,5				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		-1294,0		-1681,1	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-1033,8		-5389,5	
Gesekan perletakan	*BF*	1,2		-1498,5		-6885,6	
Jumlah			4634,0	3826,3	0,0	13774,6	0,0

Tabel 5.42 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	4152,5			181,7	
Beban mati tambahan	*MA*	2	481,5				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		-1294,0		-1681,1	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-1033,8		-5389,5	
Beban angin struktur	EW_S	0,4			128,7		1035,2
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-5738,0	
Jumlah			4769,1	3576,6	128,7	12627,0	1035,2

Tabel 5.43 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Breast Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	3194,2			139,7	
Beban mati tambahan	*MA*	1	240,7				
Tekanan tanah aktif	*TA*	1		-1035,2		-1344,9	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1		-827,1		-4311,6	
Beban gempa vertikal	*EQ*	1	2419,9				
Beban gempa arah x	*EQ*	1		-1258,1		-5780,9	
Beban gempa arah y	*EQ*	1			1069,8		4915,6
Gesekan perletakan	*BF*	1		-1248,8		-5738,0	
Jumlah			5854,8	4369,1	1069,8	17035,7	4915,6

Tabel 5.44 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal *Breast Wall*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	6413,5	4017,1	0,0	15262,8	0,0
Kuat II	6048,1	3974,7	0,0	14932,1	0,0
Kuat III	4634,0	3576,6	450,4	12627,0	3623,3
Kuat IV	4634,0	3826,3	0,0	13774,6	0,0
Kuat V	4769,1	3576,6	128,7	12627,0	1035,2
Ekstrem I	5854,8	4369,1	1069,8	17035,7	4915,6

4. Analisis Pembebanan pada Pangkal *Back wall*

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja

pada pangkal *backwall.* Titik berat *back wall* dihitung menggunakan tabel di bawah ini.

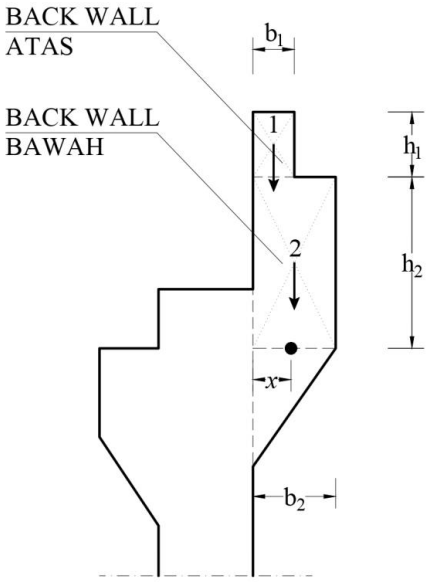
Tabel 5. Perhitungan Titik Berat *Back Wall*

No.	b	h	Luas (*A*)	$\bar{x}$	$A\ x\ \bar{x}$
	m	m	m^2	m	m^3
1.	0,35	0,55	0,19	0,18	0,03
2.	0,70	1,45	1,02	0,35	0,36
Jumlah			1,21		0,39

Titik berat ($\bar{x}$) $= \frac{\sum A\,\bar{x}}{\sum A}$

$= \frac{0,39}{1,21}$

$= 0,322$ m



Gambar 5.119 Berat Sendiri *Back Wall*

1. Berat sendiri (*MS)*

Adapun perhitungan berat sendiri *back wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

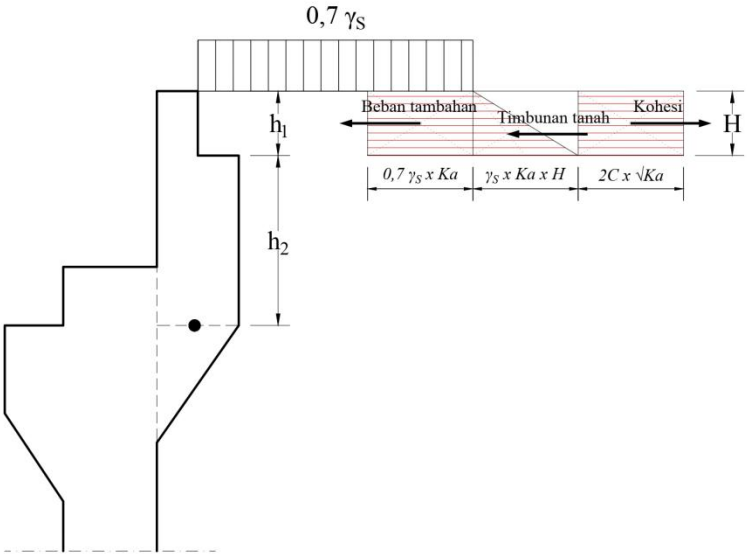
Tabel 5.45 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Back Wall*

No.	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume (γ_s)	Berat	Lengan	Arah Momen	Momen
	m	m		m	kN/m^3	kN	m		kNm
1.	0,35	0,55	1	8,70	24,00	40,19	0,147	-1,00	-5,91
2.	0,70	1,45	1	8,70	24,00	211,93	0,028	1,00	5,93

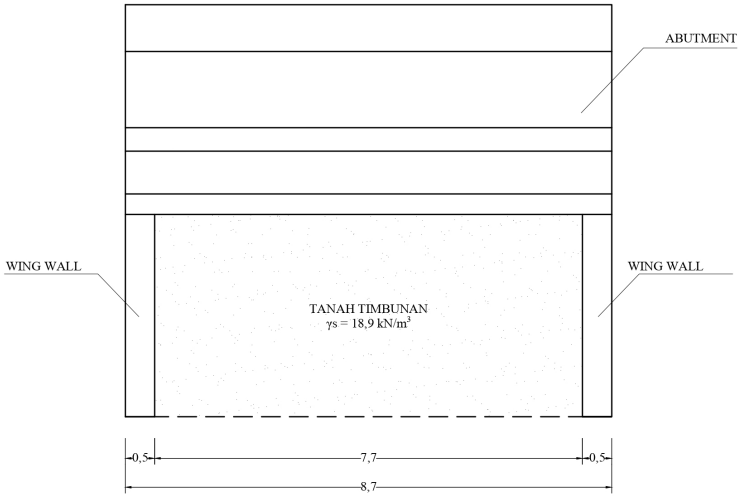
1. Tekanan tanah aktif (*TA*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016)tanah di belakang dinding penahan mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

1) *Back wall* atas



Gambar 5.120 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall Atas*



Gambar 5.121 Lebar *Abutment, Wing Wall* dan Timbunan Tanah

Tanah timbunan yang digunakan adalah tanah pada lapisan 2,5 meter yakni pasir halus berlanau dengan data sebagai berikut.

Tinggi timbunan tanah (H) = h1

= 0,55 m

Lebar timbunan tanah (By') = 7,7 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25^0

Kohesi I = 15 kN/m^2

Sudut geser antara urukan dan dinding

δ = 25^0 (Berdasarkan Tabel 3.8)

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

β = 0^0

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

θ = 90^0

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudut geser efektif tanah

$\phi'_f = tan^{-1} (K_\phi^R \; x \; tan \; \phi)$

$= tan^{-1} (0{,}7 \; x \; tan \; 25^0)$

$= 18{,}077^0$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{sin\left(\phi'_f + \delta\right) sin\left(\phi'_f - \beta\right)}{sin\,(\theta - \delta)\, sin\,(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{sin\ (18{,}077 + 25)\ sin\ (18{,}077 - 0)}{sin\ (90 - 25)\ sin\ (90 + 0)}}$$

$$= 1{,}484$$

Koefisien tekanan tanah aktif

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

$$= \frac{sin^2\ (90 + 18{,}077)}{1{,}484\left[sin^2\ 90\ \ sin\ (90 - 25)\right]}$$

$$= 0{,}672$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

TA_1 = 0,7 γ_S x Ka x H x By'

= 0,7 x 18,9 x 0,672 x 0,55 x 7,7

= 37,658 kN

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

TA_2 = ½ x γ_S x Ka x x H^2 x By'

= ½ x 18,9 x 0,672 x $5{,}5^2$ x 2 x 7,7

= 14,794 kN

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat kohesi tanah timbunan

TA_3 = 2c x $\sqrt{Ka}$ x H x By'

= 2 x 15 x $\sqrt{0{,}672}$ x 5,5 x 7,7

= 104,159 kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

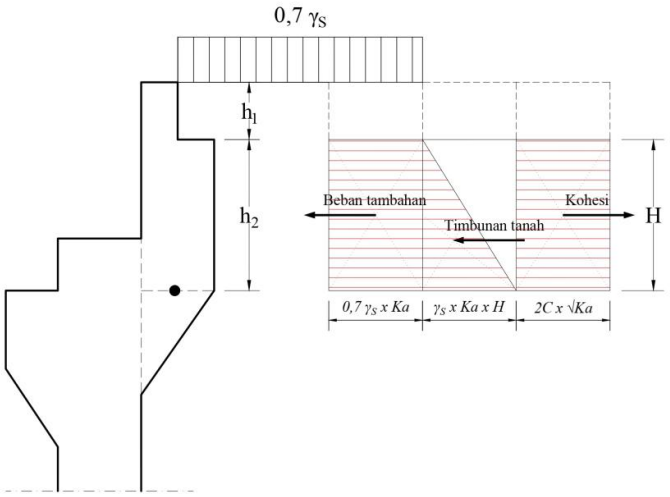
Tabel 5.46 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	Lengan	Momen (M_{TA})
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-37,658	0,275	-10,356
Akibat timbunan tanah	-14,794	0,183	-2,712
Akibat kohesi tanah timbunan	104,159	0,275	28,644
$\sum TA$	51,707	$\sum M_{TA}$	15,575

Gaya akibat tekanan tanah aktif (TA) = 51,707 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M_{TA}) = 15,575 kNm

1) *Back wall* bawah



Gambar 5.122 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall* Bawah

Tanah timbunan yang digunakan adalah tanah pada lapisan 2,5 meter yakni pasir halus berlanau dengan data sebagai berikut.

Tinggi timbunan tanah (H) = h2

= 1,45 m

Lebar timbunan tanah (By') = 7,7 m

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$TA_1 = 0,7\ \gamma_S x\ Ka\ x\ H\ x\ By'$

$= 0,7 \times 18,9 \times 0,672 \times 1,45 \times 7,7$

$= 99,281$ kN

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$TA_2 = ½\ x\ \gamma_S x\ Ka\ x\ x\ H^2\ x\ By'$

$= ½ \times 18,9 \times 0,672 \times 1,45^2 \times 7,7$

$= 102,826$ kN

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat kohesi tanah timbunan

$TA_3 = 2c\ x\ \sqrt{Ka}\ x\ H\ x\ By'$

$= 2 \times 15 \times \sqrt{0,672} \times_{1,45} \times 7,7$

$= 274,601$ kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.47 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Bawah

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA}	Lengan	Momen (M_{TA})
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-99,281	0,725	-71,978
Akibat timbunan tanah	-102,826	0,483	-49,699
Akibat kohesi tanah timbunan	274,601	0,725	199,086
$\sum TA$	72,495	$\sum M_{TA}$	77,408

Gaya akibat tekanan tanah aktif (TA) = 72,495 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M_{TA}) = 77,408 kNm

c. Tekanan tanah akibat gempa (T_{EQ})

1) *Back wall* atas

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter- parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan (H') = 0,55 m

Tinggi *abutment* (H) = 7 m

Lebar timbunan tanah (By) = 7,7 m

Berat volume tanah timbunan (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan (ϕ) = 25°

Kohesi tanah timbunan I = 15 kN/m^2

Sudut geser antara tanah dan abutment (δ) = 25°

Sudut kemiringan timbunan (i) = 0°

Koefisien percepatan vertikal (k_v) = 0

Kemiringan dinding abutment (β_a) = 0°

Koefisien percepatan puncak (A_S) = 0,36 g

Koefisien percepatan horizontal (k_h) = *0,5 As*

= 0,5 x 0,36

= 0,18

Besar sudut (θ) $= tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right)$

$= tan^{-1}\left(\frac{0,18}{1-0}\right)$

= 10,204°

Koefisien tekanan aktif seismik

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2 \beta a\ cos\ (\delta+\theta+\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi)\ sin(\phi-\theta-i)}{cos\ (\delta+\theta+\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2}$$

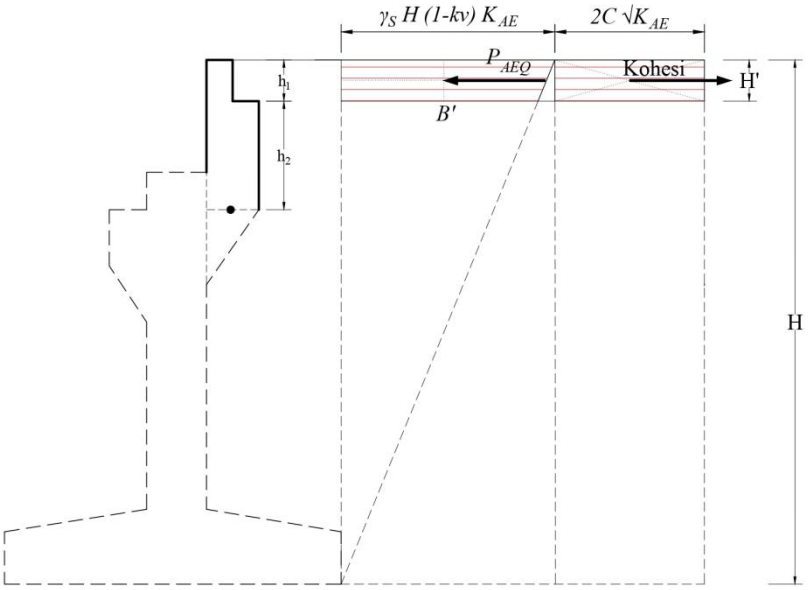
$$= \frac{cos^2(25 - 10,204 - 0)}{cos\ 10,204\ cos^2\ 0\ cos\ (25+10,204+0)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(25+25)\ sin(25-10,204-0)}{cos\ (25+10,204+0)\ cos\ (0-0)}}\right)^{-2}$$

= 0,524

$$B' = \frac{(\gamma_S\ x\ H\ x\ (1-kv)\ x\ K_{AE})\ x\ (H-H')}{H}$$

$$= \frac{(18,9\ x\ 7\ x\ (1-0)\ x\ 0,524)\ x\ (7-0,55)}{7}$$

= 63,887 m



Gambar 5.123 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Atas

Adapun perhitungan tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ1} = ½ x[(γs x H x (1-k_v) x K_{AE}) +B'] x H'x By

= ½ x [(18,9 x 7 x (1-0) x 0,524) + 63,887] x 0,55 x 7,7

= 282,095 kN

2) Kohesi tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ2} = 2 x c_1 x$\sqrt{K_{AE}}$ x H' x By

= 2 x 15 x $\sqrt{0,524}$ x 0,55 x 7,7

= 91,975 kN

Tabel 5.48 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Gempa Pada *Back Wall* Atas

Gaya Tekanan Tanah	T_{TEQ}	Lengan	Momen (M_{TEQ})
	kN	m	kNm
Tekanan tanah aktif akibat gempa	-282,095	1,729	-487,74
Kohesi tanah pasif akibat gempa	91,975	0,275	25,29
$\sum T_{TEQ}$	-190,12	$\sum M_{TEQ}$	-462,45

Gaya tekanan tanah akibat gempa, T_{TEQ1} = -190,12 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif, M_{TEQ1} = -462,45 kNm

2) *Back wall* bawah

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter- parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan (*H''*) = 1,45 m

Tinggi tanah akibat gempa (*H'*) = 7 - h1

= 7- 0,55

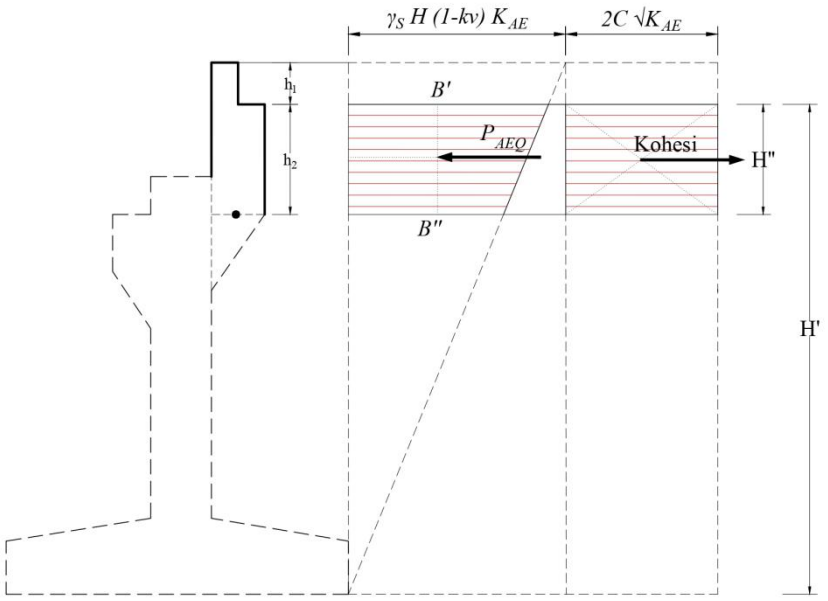
= 6,45 m

Lebar timbunan tanah (*By*) = 7,7 m

$$B'' = \frac{B' x (H' - H'')}{H'}$$

$$= \frac{63{,}887 \; x \; (6{,}45 - 1{,}45)}{6{,}45}$$

= 49,525 m



Gambar 5.124 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Back Wall* Bawah

Adapun perhitungan tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ1} = ½ x[B' +B"] x H"x By

= ½ x [63,887 + 49,525] x 1,45 x 7,7

= 633,118 kN

2) Kohesi tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ2} = 2 x c_1 x$\sqrt{K_{AE}}$ x H'' x By

= 2 x 15 x $\sqrt{0,524}$ x 1,45 x 7,7

= 242,479 kN

Tabel 5.49 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Gempa Pada *Back Wall* Bawah

Gaya Tekanan Tanah	T_{TEQ}	Lengan	Momen (M_{TEQ})
	kN	m	kNm
Tekanan tanah aktif akibat gempa	-633,118	0,775	-490,67
Kohesi tanah pasif akibat gempa	242,479	0,725	175,80
$\sum T_{TEQ}$	-390,64	$\sum M_{TEQ}$	-314,87

Gaya tekanan tanah akibat gempa, T_{TEQ2} = -390,64 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif, M_{TEQ2} = -314,87 kNm

d. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada *abutment* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.50 Rekapitulasi Berat Struktur Pada *Back Wall* Atas

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	*MS*	40,2			-5,9	
2	Tekanan tanah aktif	*TA*		51,7		15,6	
3	Tekanan tanah gempa	*TA*		-190,1		-462,4	

Tabel 5.51 Rekapitulasi Berat Struktur Pada *Back Wall* Bawah

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	*MS*	211,9			5,9	
2	Tekanan tanah aktif	*TA*		72,5		77,4	
3	Tekanan tanah gempa	*TA*		-390,6		-314,9	

e. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal *back wall* adalah kombinasi kuat I dan ekstrem I sebagai berikut.

Kuat I = 1,3*MS* + 1,25 *TA*

Ekstrem I = *MS* + *TA*

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.52 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I *Back Wall* Atas

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	327,8			209,7	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25		57,7		139,3	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25		-725,9		-788,9	
Jumlah			327,8	668,2	0,0	440,0	0,0

Tabel 5.53 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I *Back Wall* Atas

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,00	252,1			161,3	
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,00		46,2		111,4	
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,00		-580,8		-631,1	
Jumlah			252,1	534,6	0,0	358,4	0,0

Tabel 5.54 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Atas

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	327,8	668,2	0,0	440,0	0,0
Ekstrem I	252,1	534,6	0,0	358,4	0,0

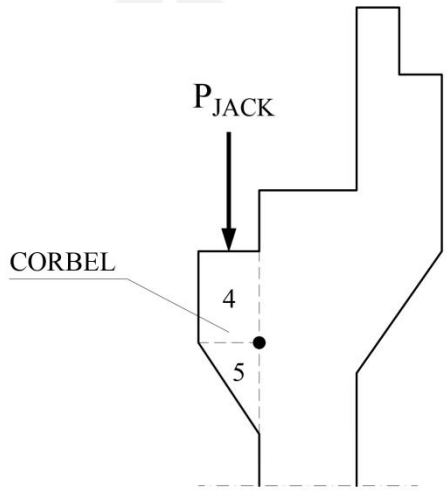
Dengan langkah yang sama dilakukan perhitungan kombinasi beban untuk *back wall* bawah.

Tabel 5.55 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	327,8	668,2	0,0	440,0	0,0
Ekstrem I	252,1	534,6	0,0	358,4	0,0

5. Analisis Pembebanan pada *Corbel Abutment*

Corbel berfungsi sebagai dudukan *hydraulic jacking* ketika jembatan perlu untuk dilakukan pergantian *elastomer bearing* sehingga *corbel* direncanakan harus mampu menahan gaya *jacking* tersebut. Gaya *jacking* (P_{JACK}) sendiri terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan berat alat *jacking* itu sendiri. Gaya *jacking* tersebut menyebabkan adanya gaya geser pada *corbel.*



Gambar 5.125 Pembebanan *Corbel Abutment*

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas (P_{MS})= 1999,888 kN

Reaksi perletakan beban mati sendiri (P_{MA}) = 240,732 kN

Berat *toe jack* (W) = 25 kg

= 0,245 kN

Eksentrisitas (e) = b4/2

= 0,5 /2

= 0,25 m

Perhitungan gaya geser pada *corbel* dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.56 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Pada *Corbel*

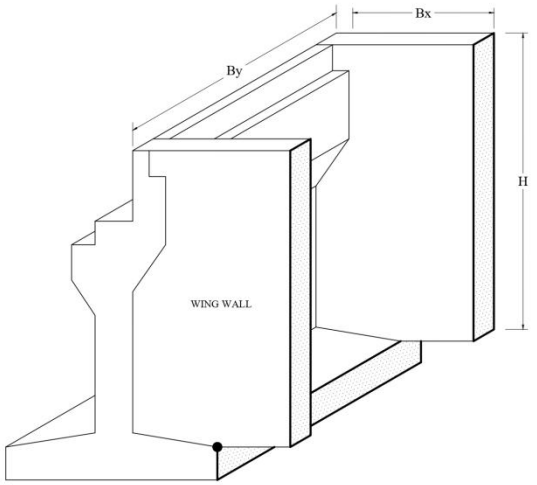
Jenis	**Beban**	**Faktor Beban**	**P (kN)**	**Vu (kN)**	***e* (m)**	**Mu (kNm)**
MS	Berat sendiri struktur atas	1,3	1999,9	1999,9	2599,9	0,25
MA	Beban mati tambahan	2	240,7	240,7	481,5	0,25
	Berat *toe jack*	2	25,0	25,0	50,0	0,25
Jumlah				3131,3		782,8

6. Analisis Pembebanan pada Pangkal *Wing Wall*

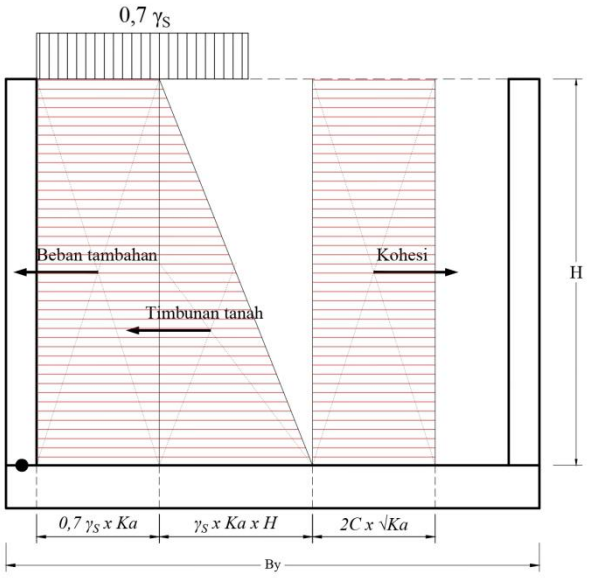
Adapun beban- beban yang bekerja pada *wing wall* adalah sebagai berikut.

a. Tekanan tanah aktif (*TA*)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah di belakang dinding penahan mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.126 3D *WIng Wall*



Gambar 5.127 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing Wall*

Tanah timbunan yang digunakan adalah tanah pada lapisan 2,5 meter yakni pasir halus berlanau dengan data sebagai berikut.

Tinggi timbunan tanah (*H*) = 6,3 m

Lebar timbunan tanah (*Bx*) = 3 m

Berat volume tanah (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 25^0

Kohesi (C) = 25 kN/m^2

Sudut geser antara urukan dan dinding

δ = 25^0 (Berdasarkan Tabel 3.8)

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

β = 0^0

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

θ = 90^0

Faktor pengurangan kekuatan

K_ϕ^R = 0,7

Sudut geser efektif tanah

$$\phi'_f = tan^{-1}(K_\phi^R \; x \; tan\, \phi)$$

$$= tan^{-1}(0{,}7 \; x \; tan\; 25^0)$$

$$= 18{,}077^0$$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{sin\left(\phi'_f + \delta\right) sin\left(\phi'_f - \beta\right)}{sin\,(\theta - \delta)\, sin\,(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{sin\,(18{,}077 + 25)\; sin\,(18{,}077 - 0)}{sin\,(90 - 25)\; sin\,(90 + 0)}}$$

$$= 1{,}484$$

Koefisien tekanan tanah aktif

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

$$= \frac{sin^2\,(90 + 1{,}484)}{1{,}484\left[sin^2\,90\ \ sin\,(90 - 25)\right]}$$

$$= 0{,}672$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

1) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

TA_1 = 0,7 γ_S x Ka x H x Bx

= 0,7 x 18,9 x 0,672 x 6,3 x 3

= 168,061 kN

2) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

TA_2 = ½ x γ_S x Ka x x H x H x Bx

= ½ x 18,9 x 0,564 x 6,3 x 6,3 x 3

= 756,275 kN

3) Gaya tekanan tanah aktif akibat kohesi tanah timbunan

TA_3 = 2c x $\sqrt{Ka}$ x H x Bx

= 2 x 25 x $\sqrt{0{,}564}$ x 6,3 x 3

= 619,79 kN

Adapun perhitungan momen akibat tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.57 Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Pada *Wing Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	*TA*	Lengan	Momen (M_{TA})
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-168,061	3,2	-529,393
Akibat timbunan tanah	-756,275	2,1	-1588,178
Akibat kohesi tanah timbunan	619,790	3,2	1952,339
$\sum TA$	-304,546	$\sum M_{TA}$	-165,232

Gaya akibat tekanan tanah aktif (*TA*) = -304,546 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (*My*) = -165,232 kNm

b. Tekanan tanah akibat gempa (T_{EQ})

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter-parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan (*H'*) = 6,3 m

Tinggi *abutment* (*H*) = 7 m

Lebar timbunan tanah (*B*) = 3 m

Berat volume tanah timbunan (γ_S) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam tanah timbunan (ϕ) = 25°

Kohesi tanah timbunan (*C*) = 25 kN/m^2

Sudut geser antara tanah dan abutment (δ) = 25°

Sudut kemiringan timbunan (*i*) = 0°

Koefisien percepatan vertikal (k_v) = 0

Kemiringan dinding abutment (β_a) = 0°

Koefisien percepatan puncak (A_S) = 0,36 g

Koefisien percepatan horizontal (k_h) = *0,5 As*

= 0,5 x 0,36

= 0,18

Besar sudut (θ) $= tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right)$

$= tan^{-1}\left(\frac{0,18}{1-0}\right)$

= 10,204°

Koefisien tekanan aktif seismik

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{cos\ \theta\ cos^2 \beta a\ cos\ (\delta+\theta+\beta a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(\delta+\phi)\ sin(\phi-\theta-i)}{cos\ (\delta+\theta+\beta a)\ cos\ (i-\beta a)}}\right)^{-2}$$

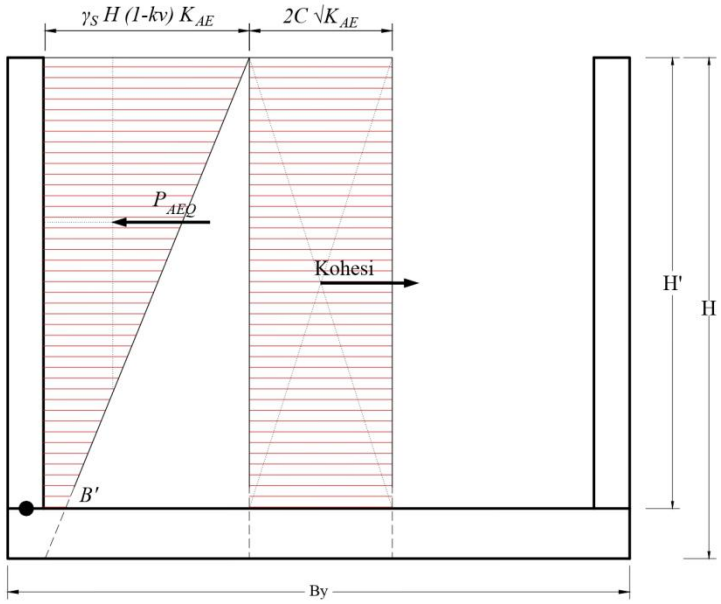
$$= \frac{cos^2(25 - 10,204 - 0)}{cos\ 10,204\ cos^2\ 0\ cos\ (25+10,204+0)} x \left(1 + \sqrt{\frac{sin(25+25)\ sin(25-10,204-0)}{cos\ (25+10,204+0)\ cos\ (0-0)}}\right)^{-2}$$

= 0,524

$$B' = \frac{(\gamma_S\ x\ H\ x\ (1-kv)\ x\ K_{AE})\ x\ (H-H')}{H}$$

$$= \frac{(18,9\ x\ 7\ x\ (1-0)\ x\ 0,524)\ x\ (7-6,3)}{7}$$

= 6,933 m



Gambar 5.128 Diagram Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall*

Adapun perhitungan tekanan tanah akibat gempa adalah sebagai berikut.

1) Tekanan tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ1} = ½ x[(γ_S x H x (1-k_v) x K_{AE}) +B'] x H'x Bx

= ½ x [(18,9 x 7 x (1-0) x 0,524) + 6,933] x 6,3 x 3

= 720,731 kN

2) Kohesi tanah aktif akibat gempa

T_{TEQ2} = 2 x c_1 x$\sqrt{K_{AE}}$ x H' x Bx

= 2 x 25 x $\sqrt{0,524}$ x 6,3 x 3

= 684,110 kN

Tabel 5.58 Gaya Horizontal Tekanan Tanah Akibat Gempa Pada *Wing Wall*

Gaya Tekanan Tanah	T_{TEQ}	Lengan	Momen (M_{TEQ})
	kN	m	kNm
Tekanan tanah aktif akibat gempa	-720,731	4,00	-2882,92
Kohesi tanah pasif akibat gempa	684,110	3,15	2154,95
$\sum T_{TEQ}$	-36,62	$\sum M_{TEQ}$	-727,97

Gaya tekanan tanah akibat gempa (T_{TEQ}) = -36,62 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (My) = -727,97kNm

c. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada *wing wall* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.59 Rekapitulasi Berat Struktur Pada *Wing Wall*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A.	Beban permanen						
1	Tekanan tanah aktif	*TA*			-304,5		-165,2
2	Tekanan tanah gempa	*TA*			-36,6		-728,0

d. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal *wing wall* adalah kombinasi kuat I dan ekstrem I sebagai berikut.

Kuat I = 1,25 *TA*

Ekstrem I = *TA*

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.60 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Wing Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,25			-380,7		-206,5
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,25			-45,8		-910,0
Jumlah			0,0	0,0	426,5	0,0	1116,5

Tabel 5.61 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Wing Wall*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Tekanan tanah aktif	*TA*	1,00			-304,5		-165,2
Tekanan tanah gempa	*TA*	1,00			-36,6		-728,0
Jumlah			0,0	0,0	341,2	0,0	893,2

Tabel 5.62 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Pangkal *Wing Wall*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	0,0	0,0	426,5	0,0	1116,5
Ekstrem I	0,0	0,0	341,2	0,0	893,2

7. Desain Tulangan *Abutment*

Setelah dilakukan analisis pembebanan pada *abutment,* selanjutnya tiap bagian pada *abutment* didesain tulangannya berdasarkan analisis beban di atas.

a. *Breast wall*

Desain tulangan pada *breast wall* mengacu pada SNI 2847 (2019) dan RSNI T12 (2004). Perhitungan dilakukan pada sumbu lemah yakni sumbu X dengan langkah- langkah sebagai berikut.

1) Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar yakni pada keadaan batas ekstrem I sebagai berikut.

Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Breast Wall*

Kombinasi	Lebar = B_E			Lebar = 1 m		
	P	***Tx***	***Mx***	***P***	***Tx***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	6413,5	4017,1	15262,8	737,2	461,7	1754,3
Kuat II	6048,1	3974,7	14932,1	695,2	456,9	1716,3
Kuat III	4634,0	3576,6	12627,0	532,6	411,1	1451,4
Kuat IV	4634,0	3826,3	13774,6	532,6	439,8	1583,3
Kuat V	4769,1	3576,6	12627,0	548,2	411,1	1451,4
Ekstrem I	5854,8	4369,1	17035,7	673,0	502,2	1958,1
Maksimum				673,0	502,2	1958,1

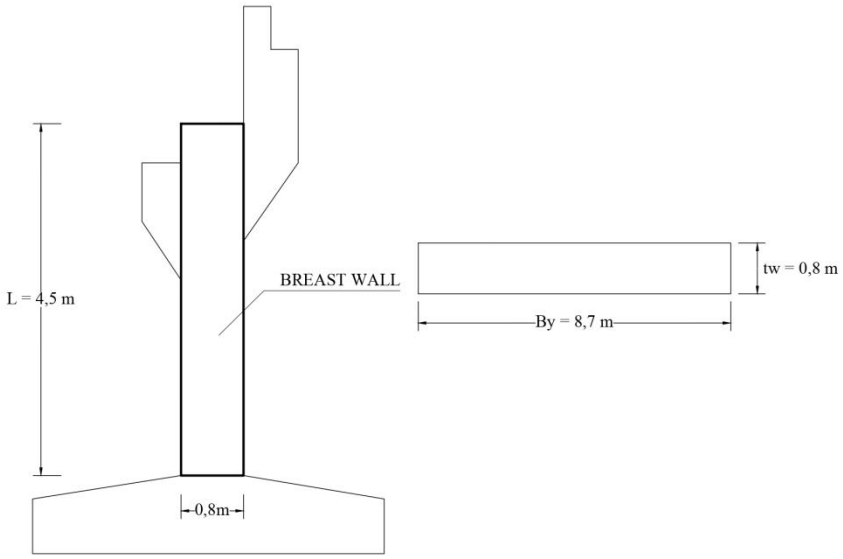
Pu = 672,968 kN

Vu = 502,2 kN

Mu = 1958,122 kNm

2) Perhitungan sifat penampang

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.129 Dimensi *Breast Wall*

Modulus elastisitas beton (E_c)= 23500000 kN/m^2

Luas penampang (A_c) = *By x tw*

= 8,7 x 0,8

= 6,96 m^2

Momen Inersia (I_c) = $\frac{1}{12}$ *x By x tw*^{3}

= $\frac{1}{12}$ *x* 8,7 x 0,8^3

= 0,371 m^4

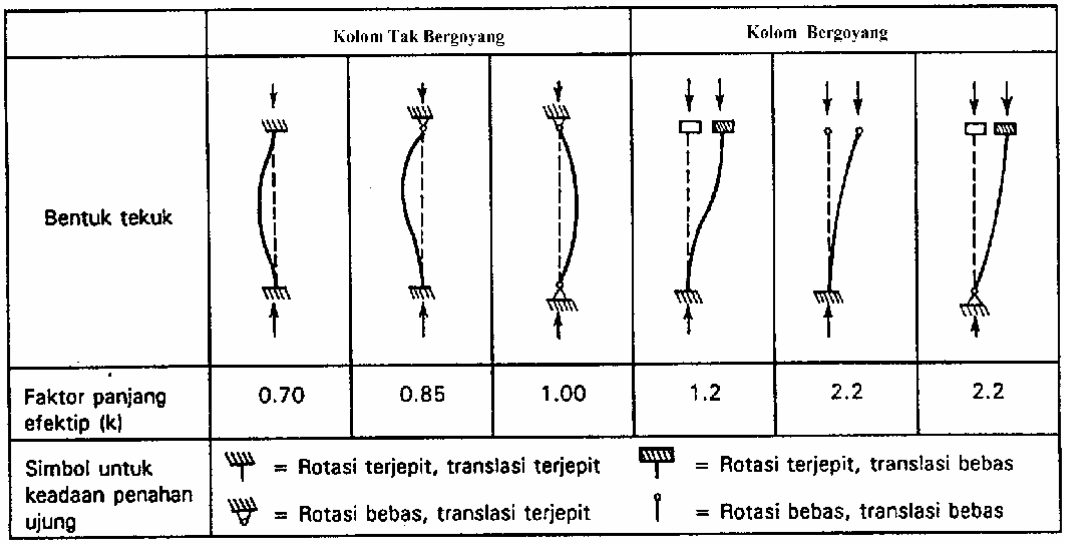
Jari- jari girasi (r_c) $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{0,371}{6,96}}$

$= 0,231$ m

3) Cek nilai kelangsingan kolom

Faktor panjang efektif (K) ditentukan berdasarkan gambar di bawah ini.



Gambar 5.130 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : RSNI T-12,2004)

Faktor panjang efektif (K) = 2,2 (untuk kolom bergoyang)

Nilai kelangsingan $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{2,2 \text{ x } 4,5}{0,231}$

$= 42{,}868 > 22$

Dikarenakan nilai kelangsingan > 22 maka diperhitungkan faktor pembesaran momen sebagai berikut.

a) Beban mati *breast wall*

$DL = P_{MS} + P_{MA}$

$= 3194{,}224 + 240{,}732$

$= 3434{,}956$ kN

b) Beban lalu lintas *breast wall*

$LL = P_{TD} + P_{TP}$

$= 711{,}06 + 202{,}5$

$= 913{,}56$ kN

c) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\beta_d = \frac{DL}{DL + LL}$$

$$= \frac{3434{,}956}{3434{,}956 + 913{,}56}$$

$= 0{,}79$

d) Kekakuan lentur *breast wall*

$$EI = \frac{0{,}4 \; x \; E_c \; x \; I_c}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0{,}4 \; x \; 23500000 \; x \; 0{,}371}{1 + 0{,}79}$$

$= 1949412$

e) Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \, x \, EI}{(K \, x \, L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \, x \, 1949412}{(2{,}2 \; x \, 4{,}5)^2}$$

$$= 196306 \text{ kN}$$

f) Faktor pembesaran momen

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{Pu}{0{,}75 \, x \, Pc}\right)}$$

$$= \frac{1}{\left(1 - \frac{672{,}968}{0{,}75 \, x \, 196306}\right)}$$

$$= 1{,}005$$

g) Momen ultimit desain

$$Mu = \delta \, x \, Mu$$

$$= 1{,}004 \text{ x } 1958{,}122$$

$$= 1967{,}113 \text{ kNm}$$

4) Desain tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok dilakukan menggunakan metode diagram ϕMn-ϕPn dengan faktor reduksi masing- masing sebesar ϕ = 0,9 untuk *Mu* dan ϕ = 0,65 untuk Pu. Berdasarkan RSNI T-12 (2004) untuk dinding dengan ketebalan lebih besar dari 200 mm,

tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 672,968 kN

Momen ultimit desain (*Mu*) = 1967,113 kNm

Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

Tegangan leleh baja (*fy*) = 400 MPa

Lebar (*b*) = 1000 mm (ditinjau selebar 1m)

Tinggi (*h*) = 800 mm

Luas penampang breast wall (*A*) = *b* x *h*

= 1000 x 800

= 800000 mm^2

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Diameter tulangan geser (*dg*) = 16 mm

Jarak tulangan ke luar beton (*d'*) = *sb* + *dg* + *dp* + 1,5 *dp*

= 40 + 16 + 25 + 1,5x 25

= 118,5 mm

Tinggi efektif (*d*) = *h* – *d'*

= 800 – 118,5

= 681,5 mm

Luas tulangan pokok (*Ad*) $= 2\ x\ ¼\ x\ \pi\ x\ dp^2$

$= 2\ x\ ¼\ x\ \pi\ x\ 25^2$

$= 981{,}748\ mm^2$

Adapun perhitungan diagram interaksi ϕMn-ϕPn yang ditunjukkan di bawah ini merupakan contoh perhitungan dengan rasio tulangan minimum yakni 1% pada kondisi *balance*.

- Luas tulangan yang diperlukan

$As_{perlu} = \rho\ x\ b\ x\ h$

$= 1\%\ x\ 1000\ x\ 800$

$= 8000\ mm^2$

- Luas tulangan tarik dan tekan

$As_{(tarik)} = As'_{(tekan)} = ½\ As_{perlu}$

$= ½\ x\ 8000$

$= 4000\ mm^2$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$S = \frac{Ad\ .b}{As}$

$= \frac{981{,}748\ .1000}{4000}$

$= 245{,}437\ mm$

$\approx 240\ mm$

- Jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{b}{s}$$

$$= \frac{1000}{240}$$

= 4,167 buah

≈ 4 buah

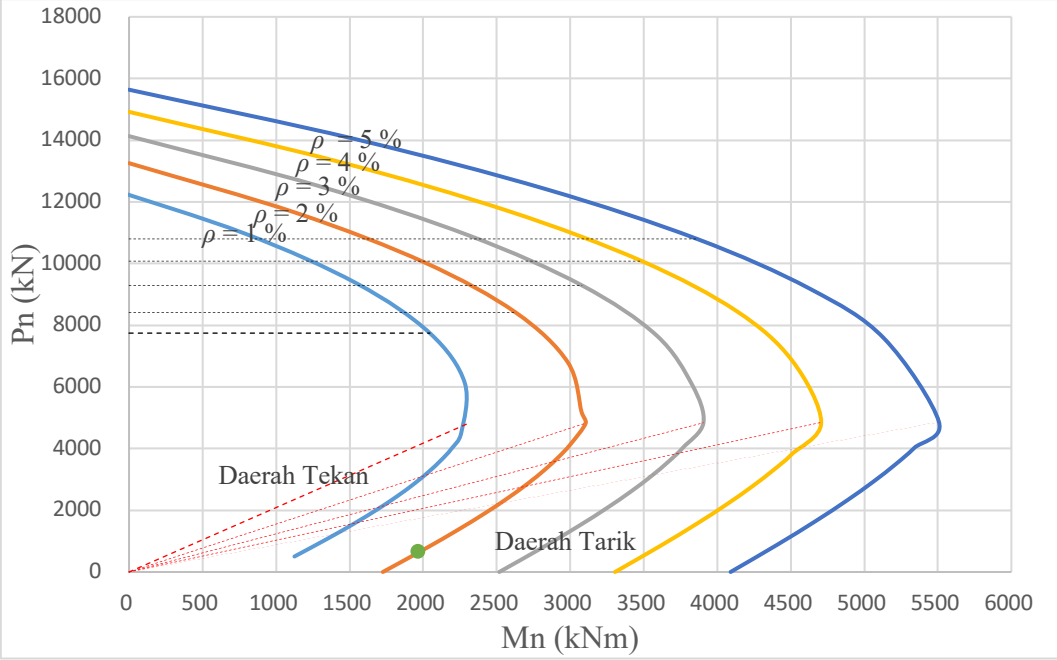
➢ Luas tulangan terpasang

$As_{terpasang} = n \times Ad$

= 4 x 981,748

= 3926,991 mm^2

Diagram interaksi ϕMn-ϕPn dapat dilihat pada tabel dan gambar di bawah ini.



Gambar 5.131 Diagram Interaksi ϕMn-ϕPn

Dari diagram di atas dapat dilihat bahwa beban berada tepat di kurva rasio tulangan 2%. Untuk mengantisipasi agar lebih aman, digunakan rasio tulangan sebesar 2,2 %. Dapat dikatakan bahwa beban yang bekerja masih mampu ditahan oleh *breast wall* pada kondisi kegagalan tarik yang dominan.

- Cek tulangan

ρ_{pakai} = 2,2 %

As_{perlu} = ρ x b x h

= 2,2 % x 1000 x 800

= 17600 mm^2

$As_{(tarik)}$ = $As'_{(tekan)}$ = ½ As_{perlu}

= ½ x 17600

= 8800 mm^2

S = $\frac{Ad\ .b}{As}$

= $\frac{981{,}748\ .1000}{8800}$

= 111,562 mm

≈ 100 mm

n = $\frac{b}{S}$

= $\frac{1000}{100}$

= 10 buah

$As_{terpasang} = n \times Ad$

$= 10 \times 981{,}748$

$= 9817{,}48 \text{ mm}^2$

$As_{min1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times b \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400} \times 1000 \times 681{,}5$

$= 2129{,}688 \text{ mm}^2$

$As_{min2} = \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

$= \frac{1{,}4}{400} \times 1000 \times 681{,}5$

$= 2385{,}250 \text{ mm}^2$

$As_{max} = 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times \frac{f'c}{fy} \times b \times d$

$= 0{,}85 \times \frac{3}{7} \times 0{,}85 \times \frac{25}{400} \times 1000 \times 681{,}5$

$= 13188{,}85 \text{ mm}^2$

$As_{min} < As_{terpasang} < As_{max}$

$2385{,}250 < 9817{,}48 < 13188{,}85$ **OK!**

Maka digunakan tulangan pokok **D25-120**

5) Cek stabilitas *P*-Δ

Berdasarkan SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar baik dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\Delta Pu < 0{,}25\phi Mn$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 672,968 kN

Momen ultimit desain (*Mu*) = 1967,113 kNm

Momen lentur nominal (*Mn*) = 2300 kNm (Dari grafik Mn- Pn)

Faktor reduksi lentur (ϕ) = 0,9

Momen inersia penampang (*I*) = 0,3712 m^4

Modulus elastisitas beton (*E*) = 23500000 kN/m^2

Faktor modifikasi respoon (*R*) = 3

Periode mode getar arah x (T_x) = 0,015 detik

Periode panjang (*Ts*) = 0,711 detik

1,25 *Ts* = 0,899 detik

Dikarenakan $T_x < 1{,}25\ T_s$, maka :

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1{,}25\ T_s}{T} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{0{,}899}{0{,}015} + \frac{1}{3}$$

$$= 40{,}038$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis

$\Delta_e = \frac{Mu\ x\ L^2}{EI}$

$= \frac{1967{,}113\ x\ 4{,}5^2}{23500000\ x\ 0{,}3712}$

= 0,005 m

Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar fondasi

$\Delta = R_d\ \Delta_e$

= 40,038 *x* 0,005

= 0,183 m

Sehingga :

$\Delta Pu < 0{,}25\phi Mn$

0,183 *x* 672,968 < 0,25 x 0,9 x 2300

123,040 kNm < 517,5 kNm **STABIL**

Maka *breast wall* dikatakan stabil.

6) Desain tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal hasil pembebanan *breast wall* pada kombinasi ekstrem I sebagai berikut.

Gaya geser rencana (*Vur*) = 502,192 kN

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 672,968 kN

Diameter tulangan geser (*dg*) = 16 mm

Luas satu tulangan (A_1D) = ¼ x π x 16^2

= 201,062 mm^2

Lebar (b) = 1000 mm (ditinjau selebar 1m)

Tinggi (h) = 800 mm

Luas penampang (A) = 80000 mm^2

a) Jarak tulangan ke luar beton

d' = $sb + dg + dp + 1{,}5\ dp$

= 40 + 16 + 25 + 1,5 x 25

= 118,5 mm

b) Tinggi efektif

d = $h - d'$

= 800 – 118,5

= 681,5 mm

c) Gaya geser yang mampu ditahan beton

ϕV_c = $0{,}75\ x\ \left(1 + \frac{Pu}{14\ Ag}\right) x \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right)\ x\ b\ x$ d

= $0{,}75\ x$ (1+ $\frac{Pu}{14\ Ag}$) x ($\frac{\sqrt{25}}{6}$) x 1000 x 681,5 x 10^{-3}

= 937,09 kN > 441,392 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

d) Jarak tulangan geser minimum

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

i. 0,5 h_c = 0,5 x 800

= 400 mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D16- 300**

7) Desain tulangan pengekang

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (Pu) = 672,968 kN

Gaya tekan nominal (Pn) = 8416,385 kN (Dari grafik Mn- Pn)

Sehingga,

$Pu \leq 0{,}5\ \phi Pn$

672,968 < 0,5 x 0,65 x 8416,385

672,968 < 2735,325 kN

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) tidak perlu digunakan. Sehingga digunakan tulangan pengekang **D13-360/360.**

b. *Back Wall*

1) *Back wall* atas

Desain tulangan *back wall* atas dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.64 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Atas

Kombinasi	Lebar = 8,7 m			Lebar = 1 m		
	P	***V***	***Mx***	***P***	***V***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	52,25	173,0	566,27	6,01	19,89	65,09
Ekstrem I	40,19	138,4	452,78	4,62	15,91	52,04
Maksimum				6,01	19,89	65,09

a) Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit *back wall* atas (*Pu*)= 6,01kN

Gaya geser ultimit *back wall* atas (*Vu*)= 19,89 kN

Momen ultimit *back wall* atas (*Mu*) = 65,09 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *back wall* atas (*h*) = 550 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 40 mm

- Menghitung nilai momen nominal

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

$$= \frac{65,09}{0,9}$$

$$= 72,321 \text{ kNm}$$

- Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$$d = h - sb - ½\ dp$$

$$= 550 - 40 - ½ \cdot 16$$

$$= 502 \text{ mm}$$

- Menghitung nilai *Rn* .

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

$$= \frac{72,321 \cdot 10^6}{1000 \cdot 502^2}$$

$$= 0,287 \text{ MPa}$$

- Menghitung nilai *m*

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

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 18,824$$

- Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0,85.\beta 1.f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0,85 \; .0,85.25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,0271$$

$$\rho_{max} = 0,75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \text{ x } 0,0271$$

$$= 0,0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; .m \; .Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{18,824} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; .18,824 \; .0,287}{400}}\right)$$

$$= 0,00101$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah :

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,002$$

- Menghitung luas tulangan pokok

$$As = \rho \text{ x } b \text{ x } d$$

$$= 0,002 \text{ x } 1000 \text{ x } 502$$

$$= 1004 \text{ mm}^2$$

- Menghitung jarak tulangan pokok

Batas : - 450 mm dan

- $3h$ = 3 x 550

= 1650 mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$= \frac{\pi/4 \,.16^2 \,.\, 1000}{1004}$

= 200,261 mm

≈ 200 mm < 450 mm OK

- Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{250}$ x $\pi/4$ x 16^2

= 804,248 mm^2

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-200**

b) Tulangan bagi

- Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 1004

= 502 mm^2

- Menghitung jarak tulangan bagi

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.b}{As'}$

$= \frac{\pi/4 .13^2 \,.\, 1000}{502}$

= 264,407 mm

≈ 250 mm < 450 mm OK

- Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{250}$ x $\pi/4 . 13^2$

= 530,92 mm^2

$As_{perlu} > As'$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-250**

c) Tulangan geser

- Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \; x \sqrt{f'c} \; x \; b \; x$ d

$= 1/6 \; x \sqrt{25} \; x$ 1000 x 502 x 10^{-3}

= 285 kN

- Cek gaya geser yang ditahan beton

ϕV_c = 0,75 x V_c

= 0,75 x 285

= 213,75 kN > 19,89 kN

- Jarak tulangan geser minimum

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

  i. 0,5 h_c = 0,5 x 550

  = 225 mm

  ≈ 250 mm

  ii. 300 mm.

  Maka digunakan tulangan geser **D13- 250**

2) *Back wall* bawah

Desain tulangan *back wall* bawah dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.65 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi	Lebar = 8,7 m			Lebar = 1 m		
	P	***V***	***Mx***	***P***	***V***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	275,51	397,7	289,11	31,67	45,71	33,23
Ekstrem I	211,93	318,1	231,53	24,36	36,57	26,61
Maksimum				31,67	45,71	33,23

a) Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit *back wall* bawah (*Pu*) = 31,67 kN

Gaya geser ultimit *back wall* bawah(*Vu*) = 45,71 kN

Momen ultimit *back wall* bawah (*Mu*) = 33,23 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *back wall* atas (*h*) = 1000 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 40 mm

- Menghitung nilai momen nominal

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

$$= \frac{33,23}{0,9}$$

$$= 36,924 \text{ kNm}$$

- Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$$d = h - sb - \tfrac{1}{2}\, dp$$

$$= 1000 - 40 - \tfrac{1}{2} \cdot 16$$

$$= 952 \text{ mm}$$

- Menghitung nilai *Rn* .

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

$$= \frac{36{,}924 \, . \, 10^{6}}{1000 \, . \, 952^2}$$

$$= 0{,}041 \text{ MPa}$$

- Menghitung nilai *m*

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

$$= \frac{400}{0{,}85 \, . 25}$$

$$= 18{,}824$$

- Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0{,}85 . \beta 1 . f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \, . 0{,}85 . 25}{400} \; x \; \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0{,}0271$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}0271$$

$$= 0{,}0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1{,}4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, . m \, . Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1{,}4}{18{,}824}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ .18{,}824\ .0{,}041}{400}}\right)$$

$$= 0{,}00014$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah :

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}002$

- Menghitung luas tulangan pokok

$As = \rho$ x b x d

$= 0{,}002$ x 1000 x 952

$= 1904\ mm^2$

- Menghitung jarak tulangan pokok

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

$= \frac{\pi/4\ .16^2\ .\ 1000}{1904}$

$= 105{,}6$ mm

≈ 100 mm < 450 mm OK

- Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{100}$ x $\pi/4$ x 16^2

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

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-100**

b) Tulangan bagi

- Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 1904

= 952 mm^2

- Menghitung jarak tulangan bagi

$S_{bagi} = \frac{A1d \cdot b}{As'}$

$= \frac{\pi/4 \cdot 13^2 \cdot 1000}{952}$

= 139,425 mm

≈ 130 mm < 450 mm OK

- Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{130}$ x $\pi/4 \cdot 13^2$

= 1021,018 mm^2

$As_{perlu} > As'$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-130**

3) Tulangan geser

- Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b \times$ d

$= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 952 \times 10^{-3}$

= 793 kN

- Cek gaya geser yang ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$

= 0,75 x 793

= 595 kN > 45,71 kN

- Jarak tulangan geser minimum

- 0,5 h_c = 0,5 x 1000

= 500 mm

- 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

c. *Corbel abutment*

Desain tulangan *corbel abutment* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.66 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Corbel*

Kombinasi	**Lebar = 8,7 m**			**Lebar = 1 m**		
	P	***V***	***Mx***	***P***	***V***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	2265,62	3131,3	782,83	260,42	359,92	89,98

1) Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit *corbel* (*Pu*) = 260,42 kN

Gaya geser ultimit*corbel* (*Vu*) = 359,92 kN

Momen ultimit *corbel* (*Mu*) = 89,98 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *back wall* atas (*h*) = 750 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 40 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$= \frac{89,98}{0,9}$

= 99,978 kNm

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$d = h - sb - ½\ dp$

$= 750 - 40 - ½ \cdot 16$

= 702 mm

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$$= \frac{99{,}978 \,.\, 10^{6}}{1000 \,.\, 702^2}$$

$$= 0{,}203 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai *m*

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

$$= \frac{400}{0{,}85 \,.25}$$

$$= 18{,}824$$

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0{,}85.\beta 1.f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \,.0{,}85.25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0{,}0271$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}0271$$

$$= 0{,}0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1{,}4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.m \,.Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1{,}4}{18{,}824}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ .18{,}824\ .0{,}203}{400}}\right)$$

$$= 0{,}00071$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0{,}002$

f) Menghitung luas tulangan pokok

$As = \rho$ x b x d

$= 0{,}002$ x 1000 x 702

$= 1404\ mm^2$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

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

$$= \frac{\pi/4\ .16^2\ .\ 1000}{1404}$$

$= 143{,}207$ mm

≈ 100 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}\ \text{x}\ A1d$$

$$= \frac{1000}{100}\ \text{x}\ \pi/4\ \text{x}\ 16^2$$

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

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-100**

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 1404

= 702 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.b}{As'}$

$= \frac{\pi/4 .13^2 \,.\, 1000}{702}$

= 189,077 mm

≈ 150 mm < 450 mm OK

c) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{150}$ x $\pi/4 . 13^2$

= 884,882 mm^2

$As_{perlu} > As'$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-150**

3) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \; x \sqrt{f'c} \; x \; b \; x$ d

$= 1/6 \; x \; \sqrt{25} \; x \; 1000 \; x \; 702 \times 10^{-3}$

= 585 kN

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \; x \; V_c$

= 0,75 x 585

= 438,75 kN > 359,922 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

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

i. 0,5 h_c = 0,5 x 1000

= 500 mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

d. *Wing Wall*

Desain tulangan w*ing wall* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.67 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Wing Wall*

Kombinasi	Lebar = 8,7 m			Lebar = 1 m		
	P	***V***	***Mx***	***P***	***V***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	0,00	426,5	1116,5	0,00	49,02	128,33
Ekstrem I	0,00	341,2	893,2	0,00	39,21	102,67
Maksimum				0,00	49,02	128,33

1) Tulangan pokok

Gaya geser ultimit *wing wall* (*Vu*) = 49,02 kN

Momen ultimit *wing wall* (*Mu*) = 128,33 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tebal *wing wall* (*h*) = 500 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 40 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$= \frac{128,33}{0,9}$

= 142,594 kNm

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

d = *h* – *sb* - ½ *dp*

= 500 – 40 – ½ . 16

= 452 mm

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$= \frac{142,594 \,.\, 10^6}{1000 \,.\, 452^2}$

= 0,698 MPa

d) Menghitung nilai *m*

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

$= \frac{400}{0,85 \,.25}$

= 18,824

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$\rho_{balance} = \frac{0,85.\beta 1.f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$

$$= \frac{0,85 \,.0,85.25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,0271$$

ρ_{max} $= 0,75 \; x \; \rho_{balance}$

$$= 0,75 \text{ x } 0,0271$$

$$= 0,0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.m \,.Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{18,824} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \,.18,824 \,.0,698}{400}}\right)$$

$$= 0,00248$$

ρ_{pakai} $= \rho_{perlu} = 0,00248$

f) Menghitung luas tulangan pokok

As $= \rho \text{ x } b \text{ x } d$

$$= 0,00248 \text{ x } 1000 \text{ x } 452$$

$$= 1122,909 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

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

$$= \frac{\pi/_4 \,.16^2 \,.\, 1000}{1122,909}$$

$$= 179,055 \text{ mm}$$

≈ 170 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \text{ x } A1d$

$= \frac{1000}{90} \text{ x } \pi/4 \text{ x } 19^2$

$= 3150{,}319 \text{ mm}^2$

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-170**

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 1122,909

$= 561{,}454 \text{ mm}^2$

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.b}{As'}$

$= \frac{\pi/4 \,.13^2 \,.\, 1000}{561{,}454}$

= 236,408 mm

≈ 200 mm < 450 mm OK

c) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \text{ x } A1d$

$= \frac{1000}{200} \text{ x } \pi/4 \,.13^2$

$= 663{,}661 \text{ mm}^2$

$As_{perlu} > As'$

Maka digunakan tulangan bagi **D13-200**

3) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$

$= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 452 \times 10^{-3}$

$= 376{,}66$ kN

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$

$= 0{,}75 \times 376{,}66$

$= 282{,}5$ kN > 49,018 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

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

i. $0{,}5\ h_c = 0{,}5 \times 500$

$= 250$ mm

≈ 200 mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 200**

5.2.2 Fondasi *Abutment*

Fondasi berfungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas jembatan ke tanah dasar. Jenis fondasi yang digunakan pada perencanaan Jembatan Kiringan adalah fondasi tiang bor (*bored pile*). Jenis fondasi ini dipilih dengan pertimbangan bahwa jembatan berada pada kawasan lingkungan padat penduduk sehingga pada proses pengeboran tidak mengganggu atau merusak bangunan sekitar.

1. Data Teknis

   a. Material *bored pile*

   Berat volume beton (γ_C) = 24 kN/m^3

   Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

   Mutu baja (*fy*) = 400 MPa

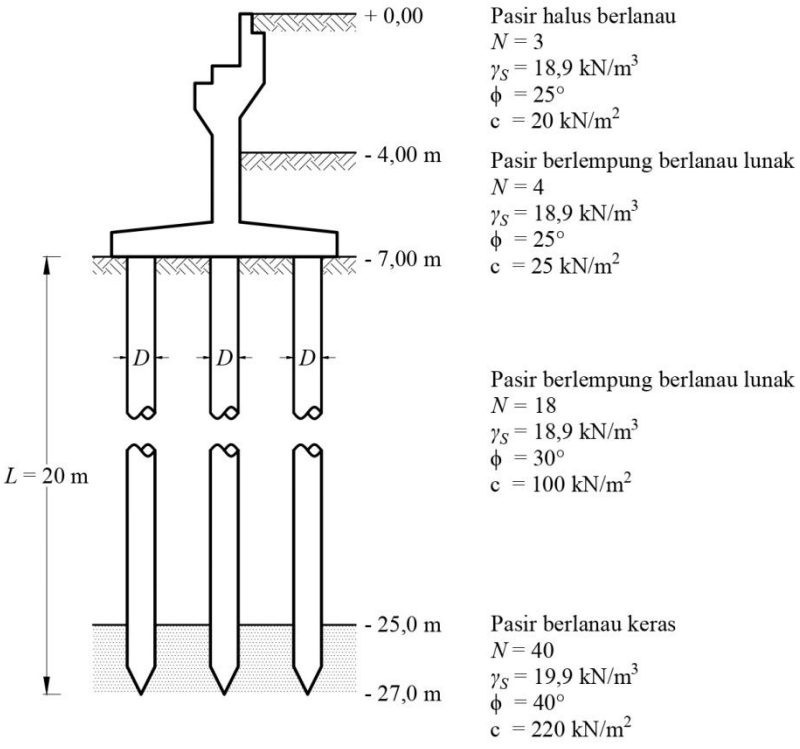
   Modulus elastisitas beton (*Ec*) = 4700 x $\sqrt{f'c}$

   = 4700 x $\sqrt{25}$

   = 23500 MPa

   b. Data tanah *end bearing bored pile*

   Data tanah yang digunakan adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BM2. Tanah keras berada pada kedalaman 25 m dari permukaan tanah.



Gambar 5.132 Data Tanah Sekitar *Abutment*

c. Dimensi *pile cap*

Lebar arah memanjang (*Bx*) = 6,5 m

Lebar arah melintang (*By*) = 8,7 m

Tinggi *pile cap* (*Hp*) = 1 m

d. Dimensi *bored pile*

Diameter *bored pile* (*D*) = 0,8 m

Luas penampang *bored pile* (*A*) = $¼ \times \pi \times D^2$

= $¼ \times \pi \times 0{,}8^2$

= 0,503 m^2

Panjang *bored pile* (*L*) = 20 m

e. Susunan *bored pile*

Jumlah *bored pile* arah X (*nx*) = 3 buah

Jumlah *bored pile* arah Y (*ny*) = 4 buah

Jarak as *bored pile* arah X (a*x*) = 2,4 m ≥ *3D*

= 2,4 m ≥ 3 x 0,8

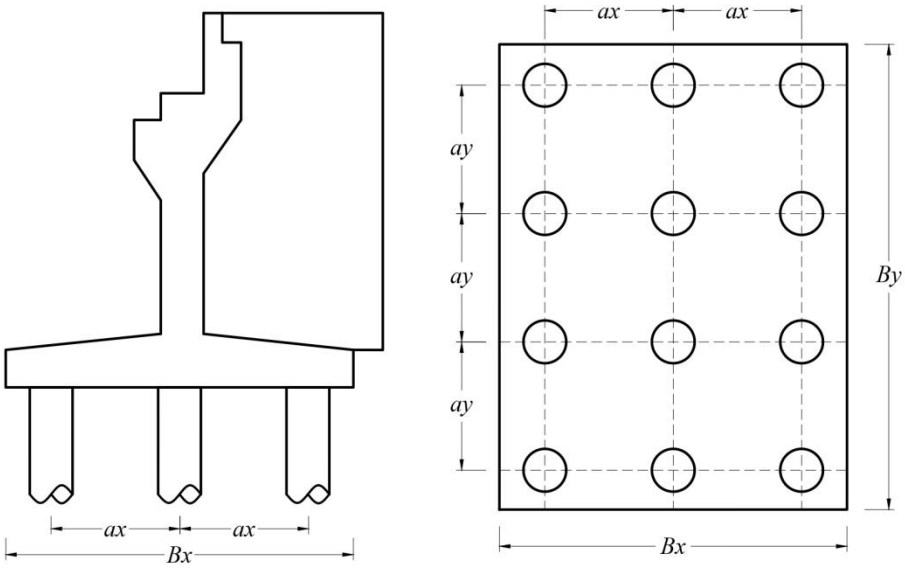
= 2,4 m ≥ 2,4 m OK

Jarak as *bored pile* arah Y (*ay*) = 2,4 m ≥ *3D*

= 2,4 m ≥ 3 x 0,8

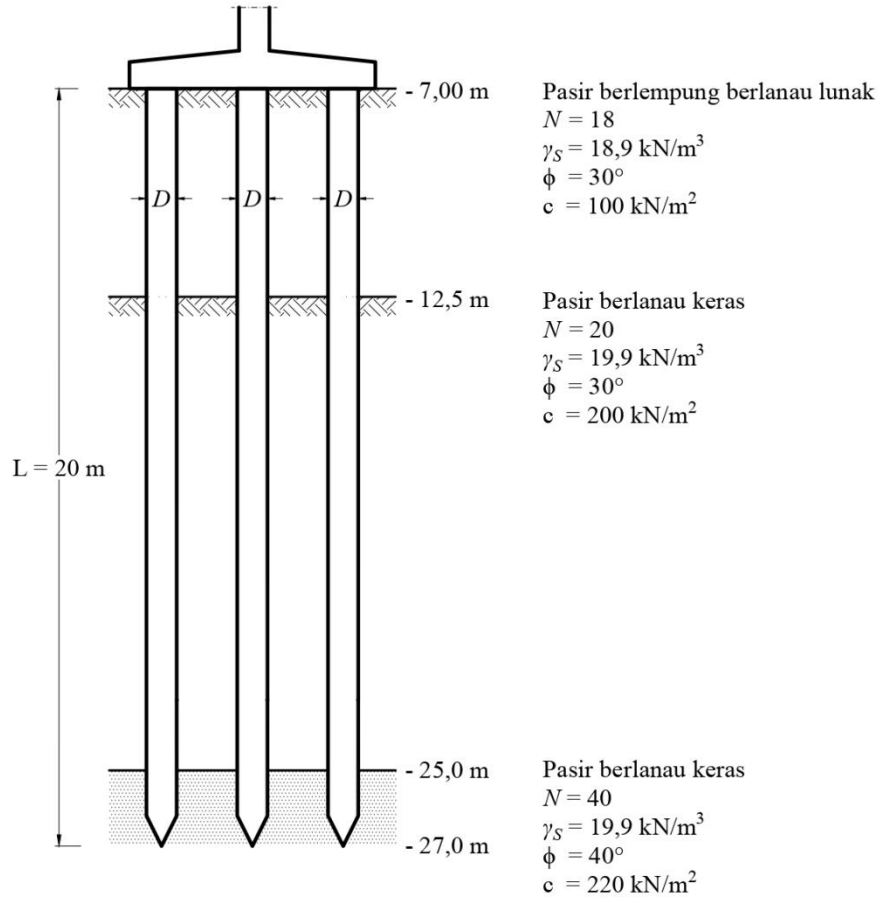
= 2,4 m ≥ 2,4 m OK

Gambar susunan *bored pile* pada *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.133 Susunan *Bored Pile* Pada *Abutment*

2. Kapasitas Dukung *Bored Pile*



Gambar 5.134 *Bored Pile* Pada *Abutment*

a. Berdasarkan kekuatan bahan

Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Mutu beton (*fc'*) = 25 MPa

Diameter *bored pile* (*D*) = 0,8 m

Luas penampang tiang bor (A_p) = 0,503 m^2

Panjang *bored pile* (*L*) = 20 m

Berat 1 *bored Pile* (*W*) = γ_c *x A x L*

= 24 x 0,503 x 20

= 241,274 kN

Tegangan izin beton (*fc*) = 0,45 *fc'*

= 0,45 x 25 x 1000

= 11250 kN/m^2

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) = (*A x fc*) - *W*

= (0,503 x 11250) - 241,274

= 5413,592 kN

b. Metode Reese dan Wright (1977)

N pada kedalaman 25 m = 40

Faktor aman (*SF*) = 2

Luas penampang tiang bor (A_p) = 0,503 m^2

Luas selimut tiang bor (A_s) = π *x D x L*

= π x 0,8 x 20

= 50,265 m^2

Tahanan ujung per satuan luas (f_p) = 2/3 *N*

= 2/3 x 40

= 26,667 tsf

= 2816 kN/m^2

Tahanan gesek per satuan luas (f_s) = *N*/34

= 40/34

= 1,176 tsf

= 124,235 kN/m^2

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) = $A_p \, x \, f_p$

= 0,503 x 2816

= 1415,476 kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) = $A_s \, x \, f_s$

= 50,265 x 124,235

= 6244,747 kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) = $Q_p + Q_s - W$

= 1415,476 + 6244,747 - 241,274

= 7418,949 kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) = $\frac{Qu}{SF}$

= $\frac{7418,949}{2}$

= 3709,474 kN

c. Metode Metode O'Neil dan Reese (1989)

N pada kedalaman 25 m = 40

Faktor aman (SF) = 2

Tegangan referensi (σ_r) = 100 kN/m^2

Nilai β untuk tanah pasir = 0,25

Berdasarkan Tabel 3.38 dan Tabel 3.39 ditentukan nilai sebagai berikut.

Efisiensi pemukul (E_f) = 0,6 (Asumsi tipe pemukul Amerika)

Koreksi diameter lubang bor (C_b) = 1,15 (Asumsi diameter = 200 mm)

Koreksi tipe tabung SPT (C_s) = 1 (Asumsi tipe tabung standar)

Koreksi untuk panjang batang (C_r) = 1 (Asumsi panjang batang > 10m)

N-SPT terkoreksi (N_{60}) $= \frac{1}{0,6} \; E_f C_b C_s C_r N$

$= \frac{1}{0,6}$ 0,6 x 1,15 x 1 x 1 x 40

= 46

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) $= A_p \, x \, (0,6 \, \sigma_r \, N_{60})$

= 0,503 x (0,6 x100 x 46)

= 1387,327 kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) $= A_s \, x \, (\beta \, L \, \gamma s)$

= 50,265 x (0,25 x 20 x 18,9)

= 4750,1 kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) $= Q_p + Q_s - W$

= 1387,327 + 4750,1 - 241,274

= 5896,141 kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) $= \frac{Qu}{SF}$

$= \frac{5896,141}{2}$

= 2948,071 kN

d. Metode Skempton (1966)

Faktor aman (SF) = 2

Diameter tiang bor (d) = 0,8 m

Faktor koreksi (μ) = 0,8 (d < 1 m)

Kohesi di bawah *bored pile* (c) = 220 kN/m^2

Faktor kapasitas dukung (N_c) = 9

Faktor adhesi (α) = 0,45

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) = $A_p \, x \, (\mu \, c \, N_c)$

= 0,503 x (0,8 x 220 x 9)

= 796,205 kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) = $A_s \, x \, (\alpha \, c)$

= 50,265 x (0,45 x 220)

= 4976,283 kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) = $Q_p + Q_s \; - W$

= 796,205 + 4976,283 - 241,274

= 5531,214 kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) = $\frac{Qu}{SF}$

= $\frac{5531,214}{2}$

= 2765,607 kN

3. Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile*

Hasil perhitungan kapasitas dukung *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.68 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile* Pada *Abutment*

No	Kapasitas Dukung	P_{izin} (kN)
1.	Berdasarkan kekuatan bahan	5413,592
2.	Metode Reese dan Wright (1977)	3709,474
3.	Metode O'Neil dan Reese (1989)	2948,071
4.	Metode Skempton (1966)	2765,607
Kapasitas Dukung Izin Satu *Bored Pile*		**2765,607**

4. Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile*

Kapasitas dukung satu tiang (P_{izin}) = 2765,607 kN

Jumlah tiang dalam kelompok (n) = 12 buah

Jumlah baris tiang (m) = 3 buah

Jumlah tiang dalam satu baris (n') = 4 buah

Jarak as ke as tiang (s) = 2,4 m

Diameter tiang (D) = 0,8 m

θ $= tan^{-1} \frac{0,8}{2,4}$

$= 28,072°$

Efisiensi kelompok tiang (E_g) $= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'}$

$= 1 - 28,072 \frac{(4-1)x\,3 + (3-1)x\,4}{90x3x4}$

$= 0,558$

Kapasitas Dukung Kelompok (Q_g) = E_g x n x Q

= 0,558 x 12 x 2765.607

= 18522,428 kN

5. Kapasitas Dukung Lateral *Bored Pile*

Perhitungan ini dilakukan untuk mengetahui kapasitas dukung lateral izin yang diterima oleh *bored pile.* Dari perhitungan ini dapat pula diketahui momen yang terjadi pada *bored pile.* Berikut merupakan data yang diperlukan dalam perhitungan.

Overlap bored pile pada pile cap (*La*) = 1 m

Diameter *bored pile* (*L*) = 0,8 m

Panjang *bored pile* (*L*) = 20 m

Panjang jepitan *bored pile*, (*Ld*) = 1/3 × L

= 1/3 × 20

= 6,67 m

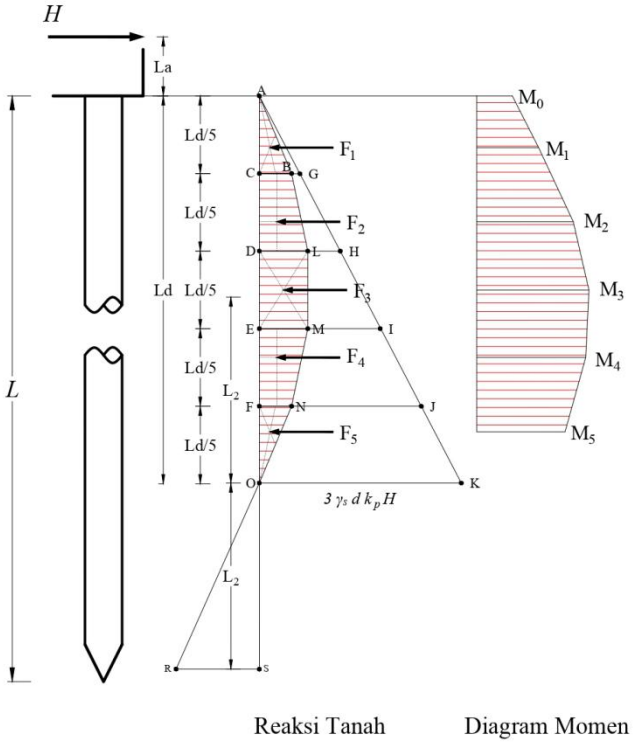
Berat volume tanah timbunan (γs) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (φ) = 25°

Koefisien tekanan tanah pasif (*Kp*) = $\tan^2 (45° + \frac{\varphi}{2})$

= $\tan 2 (45° + \frac{25}{2})$

= 2,464



Gambar 5.135 Diagram Gaya Lateral *Bored Pile*

1) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif

Perhitungan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.69 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile Abutment*

Kedalaman (*H*)			**Lebar (3.γs.d.H.Kp)**		**Lebar P**		
Kode	**Notasi**	**(m)**	**Kode**	**(kN/m²)**	**Kode**	**Notasi**	**(kN/m²)**
AC	*Ld/5* =	1,33	CG	149,02	CB	4/5 CG =	119,21
AD	*2/5 Ld* =	2,67	DH	298,03	DL	3/5 DH =	178,82
AE	*3/5 Ld* =	4,00	EI	447,05	EM	2/5 EI =	178,82
AF	*4/5 Ld* =	5,33	FJ	596,07	FN	1/5 FJ =	119,21
AO	*Ld* =	6,67	OK	745,09	O	O =	0,00

Tabel 5.70 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif

Kode	P1	P2	Kedalaman		F	Lengan thd.titik O	Momen
			H		$(P_1+P_2)x\frac{H}{2}$		*M*
	(kN/m²)	(kN/m²)	Notasi	(m)	(kN)	(m)	(kNm)
F_1	119,21	0,00	*Ld/5* =	1,33	79,48	5,78	459,19
F_2	178,82	119,21	*Ld/5* =	1,33	397,38	4,62	1836,82
F_3	178,82	178,82	*Ld/5* =	1,33	476,86	3,33	1589,52
F_4	119,21	178,82	*Ld/5* =	1,33	397,38	1,96	777,14
F_5	0,00	119,21	*Ld/5* =	1,33	158,95	0,89	141,29
Jumlah					1510,04		4803,97

2) Menghitung kapasitas dukung lateral izin

Dari hasil perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif di atas dapat dihitung gaya lateral yang terjadi.

Kedalaman L_2 $= \frac{\sum M}{\sum F}$

$= \frac{4803,97}{1510,04}$

= 3,181 m

Gaya lateral (*H*) $= \frac{x\ 2L_2}{L2 + Ld + La}$

$= \frac{1003,80\ x\ 2\ x\ 3,181}{3,181 + 6,67 + 1}$

= 885,687 kN

Faktor aman (*SF*) = 3

Kapasitas dukung lateral izin total

$H_{izin\ total} = \frac{H}{SF}$

$= \frac{885,687}{3}$

= 295,229 kN

Kapasitas dukung lateral izin satu *bored pile*

$H_{izin\ 1\ pile} = \frac{Hizin}{n}$

$= \frac{295,229}{12}$

= 24,602 kN

3) Menghitung momen akibat gaya lateral

Gaya lateral H menyebabkan momen pada *bored pile* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.135 Adapun contoh perhitungan momen M1 adalah sebagai berikut.

Jarak gaya lateral H terhadap F1 (h_1) $= La + \frac{2}{3}\ x\ AC$

$= 1 + \left(\frac{2}{3}\right) x\ 1,33$

= 1,889 m

Momen akibat gaya lateral H pada F1 (Mh_1) $= H\ x\ h_1$

= 885,687 *x* 1,889

= 1672,964 kNm

Besarnya momen di titik F1 (M_1) $= Mh_1 - \sum (Fi\ x\ yi)$

= 1673 - 0

= 1672,964 kNm

Perhitungan momen pada titik yang lain dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.71 Perhitungan Momen Akibat Gaya Lateral

Kode	*hi*	*Mhi*	*yi*	∑*F x yi*					Momen
		H x hi		*F1yi*	*F2yi*	*F3yi*	*F4yi*	*F5yi*	*M*
	(m)	(kNm)	(m)	(kNm)					(kNm)
M_0	1	885,7							885,7
M_1	1,89	1673,0	0,00	0,0					1673,0
M_2	3,04	2696,3	1,16	91,8					2604,5
M_3	4,33	3838,0	1,29	194,3	512,2				3131,5
M_4	5,71	5058,2	1,38	303,8	1059,7	656,9			3037,8
M_5	6,78	6003,0	1,07	388,5	1483,6	1165,6	423,9		2541,3
Maksimum									3131,5

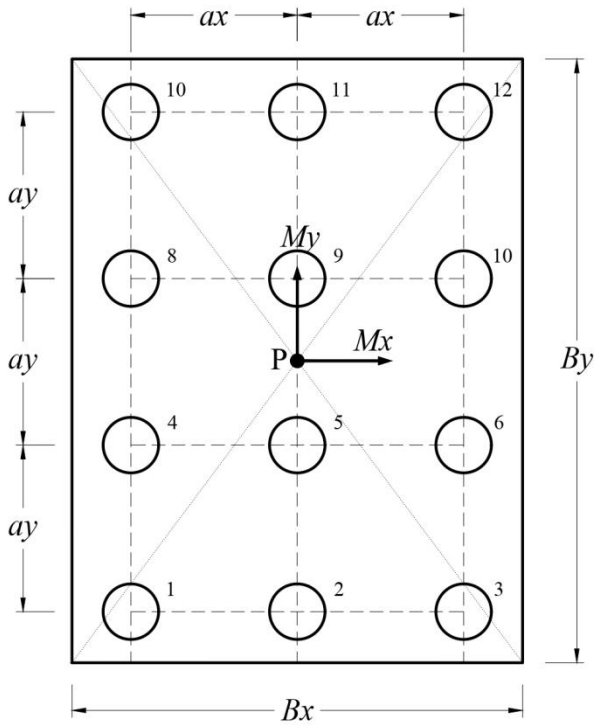
Momen maksimum yang diizinkan untuk satu *bored pile*

$$Mmax = \frac{\sum M}{n \; x \; SF}$$

$$= \frac{3131,5}{12 \; x \; 3}$$

= 86,986 kNm

6. Beban yang Diterima *Bored Pile*



Gambar 5.136 Denah *Bored Pile* Pada *Abutment*

a) Jarak *bored pile* ke titik berat *Pile Cap*

Jumlah *bored pile* arah X (*nx*) = 3 buah

Jumlah *bored pile* arah Y (*ny*) = 4 buah

Jarak as *bored pile* arah X (a*x*) = 2,4 m

Jarak as *bored pile* arah Y (*ay*) = 2,4 m

Perhitungan jarak tiap *bored pile* ke titik berat dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.72 Jarak Tiap *Bored Pile* ke Titik Berat *Pile Cap Abutment*

No	*xi* (m)	*yi* (m)	x^2	y^2
1.	-2,4	-3,6	5,76	12,96
2.	0	-3,6	0	12,96
3.	2,4	-3,6	5,76	12,96
4.	-2,4	-1,2	5,76	1,44
5.	0	-1,2	0	1,44
6.	2,4	-1,2	5,76	1,44
7.	-2,4	1,2	5,76	1,44
8.	0	1,2	0	1,44
9.	2,4	1,2	5,76	1,44
10.	-2,4	3,6	5,76	12,96
11.	0	3,6	0	12,96
12.	2,4	3,6	5,76	12,96
Jumlah			46,08	86,4

b) Beban yang diterima *bored pile*

Bored pile yang dihitung adalah *bored pile* yang menerima beban paling besar yakni *bored pile* no. 12. Berikut ini merupakan perhitungan beban yang diterima oleh *bored pile* pada kombinasi ekstrem I

P_{izin} = 2765,607 kN

P = 9939,8 kN

Mx = 12707,2 kNm

My = 5641,3 kNm

Beban maksimum yang diterima satu *bored pile*

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \, x \, xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \, x \, yi}{\sum y^2} < P_{izin}$$

$$= \frac{9939,8}{12} + \frac{12707,2 \, x \, 2,4}{46,08} + \frac{10502,2 \, x \, 3,6}{86,4}$$

= 1651,6 kN < 2765,607 kN **AMAN**

Perhitungan beban pada kombinasi yang lain dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.73 Rekapitulasi Beban *Bored Pile*

Kombinasi	***P***	***Mx***	***My***	P_{maks}
	kN	**kNm**	**kNm**	**kN**
Ekstrem I	9939,8	12707,2	5641,3	1651,6
Daya Layan I	8433,5	6747,8	872,9	1029,4
Daya Layan II	8707,6	6993,6	0,0	1017,0
Daya Layan III	8250,8	6550,0	0,0	960,5
Daya Layan IV	7519,9	5840,4	2036,8	976,1

7. Analisis Stabilitas *Abutment* dan Fondasi

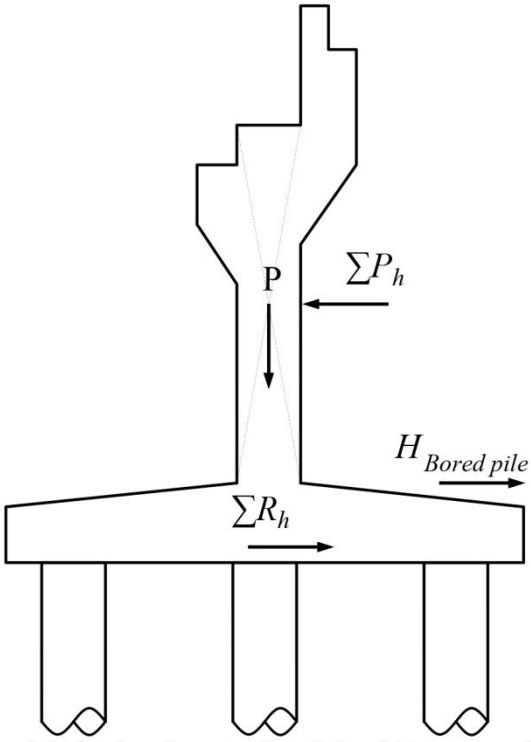
Analisis stabilitas pada *abutment* dan fondasi dilakukan sebagai satu kesatuan hal ini dikarenakan keduanya bekerja secara bersamaan. Menurut Hardiyatmo (2018) analisis stabilitas *abutment* ditinjau terhadap hal- hal berikut ini :

- Faktor aman terhadap pergeseran harus mencukupi
- Faktor aman terhadap penggulingan harus mencukupi

- Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin.

a. Stabilitas terhadap pergeseran

Gambar stabilitas pergeseran *abutment* pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.137 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal ekstrem I (P) = 9939,8 kN

Jumlah gaya horizontal ($\sum P_h$) = Tx ekstrem I

= 3620,8 kN

Kapasitas dukung lateral izin *bored pile* (H_{izin}) = 295,2 kN

Lebar abutment arah memanjang (*Bx*) = 6,5 m

Lebar abutment arah melintang (*By*) = 8,7 m

Sudut gesek dalam *pile cap* (ϕ) = 30^0

Kohesi tanah *pile cap* (*C*) = 100 kN/m^2

Faktor adhesi (a_d) = 2/3

Faktor aman (*SF)* = 2

Kondisi tanah *pile cap* = $c > 0$ dan $\phi > 0$

Sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*

δ_b = 2/3 ϕ

= 2/3 x 35

= 20^0

Adhesi antara tanah dan dasar *abutment*

$c_a = a_d x\ c$

= 2/3 x 100

= 66,667 kN/m^2

Tahanan terhadap penggeseran

$\sum R_h = c_a B + P \tan \delta_b + H_{izin\ total}$

= 66,667 x (6,5 x 8,7) + 9939,8 tan 20 + 295,2

= 7683,022 kN

Faktor aman terhadap penggeseran

$$SF_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph}$$

$$= \frac{7654,148}{3620,8}$$

= 2,122 > 2 AMAN

Tabel 5.74 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Memanjang

Kombinasi	*P*	*Tx*	$\sum R_h$	$SF_{gs} > 2$	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrem I	9939,8	3620,2	7683,0	2,12	AMAN
Daya Layan I	8433,5	2342,0	7134,8	3,05	AMAN
Daya Layan II	8707,6	2509,0	7234,5	2,88	AMAN
Daya Layan III	8250,8	2456,0	7068,3	2,88	AMAN
Daya Layan IV	7519,9	2371,2	6802,3	2,87	AMAN

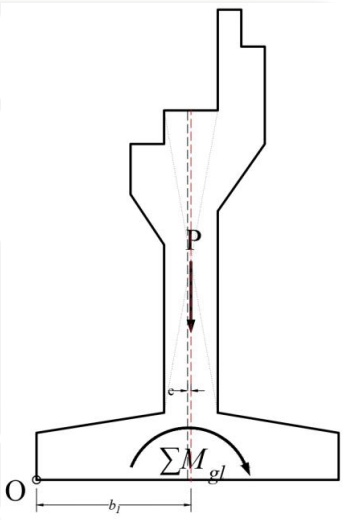
Tabel 5.75 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Melintang

Kombinasi	*P*	*Ty*	$\sum R_h$	$SF_{gs} > 2$	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrem I	9939,8	1008,3	7387,8	7,33	AMAN
Daya Layan I	8433,5	96,5	6839,5	70,87	AMAN
Daya Layan II	8707,6	-	6939,3	-	-
Daya Layan III	8250,8	-	6773,0	-	-
Daya Layan IV	7519,9	225,2	6507,0	28,90	AMAN

b. Stabilitas terhadap penggulingan

1) Arah X (Memanjang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan abutment pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.138 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah x adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal ekstrem I (*P*) = 9939,8 kN

Eksentrisitas (*e*) = 0,05 m

Lebar abutment arah memanjang (*Bx*) = 6,5 m

Momen penyebab guling ekstrem I ($\sum M_{gl}$) = *Mx* ekstrem I

= 12707,2 kNm

Momen maksimum *bored pile* (*Mmax*) = 3131,5 kNm

Batas faktor aman (*SF)* = 2

Jarak titik guling terhadap titik O

$$b_1 = e + \frac{Bx}{2}$$

$$= 0{,}05 + \frac{6{,}5}{2}$$

$$= 3{,}3 \text{ m}$$

Momen penahan guling (kNm)

$$\sum M_w = (P \times b_1) + Mmax$$

$$= (9939{,}8 \times 3{,}3) + 3131{,}5$$

$$= 35932{,}83 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap penggulingan

$$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl}$$

$$= \frac{35932{,}83}{12707{,}2}$$

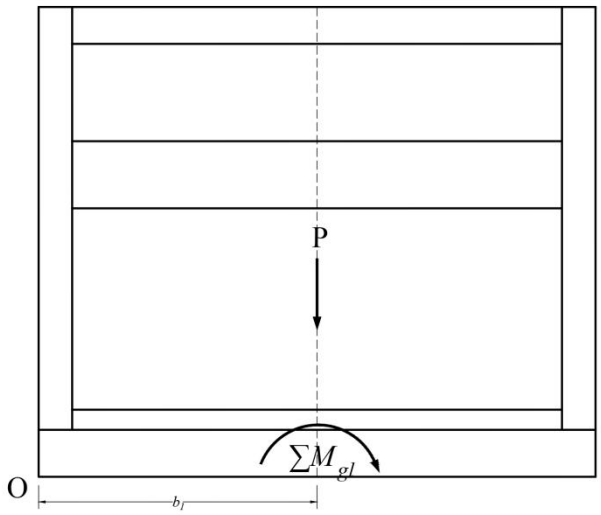
$$= 2{,}8 > 2 \text{ AMAN}$$

Tabel 5.76 Stabilitas Terhadap Penggulingan *Abutment* Arah Memanjang

Kombinasi	*P*	*Mx*	$\sum M_w$	$SF_{gl} > 2$	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrem I	9939,8	12707,2	35932,8	2,83	AMAN
Daya Layan I	8433,5	6747,8	30962,0	4,59	AMAN
Daya Layan II	8707,6	6993,6	31866,4	4,56	AMAN
Daya Layan III	8250,8	6550,0	30359,1	4,63	AMAN
Daya Layan IV	7519,9	5840,4	27947,3	4,79	AMAN

2) Arah Y (Melintang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan abutment pada arah melintang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.139 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah y adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal layan I (*P*) = 8433,5 kN

Lebar abutment arah melintang (*By*) = 8,7 m

Momen penyebab guling layan I ($\sum M_{gl}$) = *My* layan I

= 872,5 kNm

Batas faktor aman (*SF)* = 2

Jarak titik guling terhadap titik O

$$b_1 = \frac{By}{2}$$

$= \frac{8,7}{2}$

= 4,35 m

Momen penahan guling (kNm)

$\sum M_w = P \; x \; b_1$

= 8433,5 x 4,35

= 43238,1 kNm

Faktor aman terhadap penggulingan

$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl}$

$= \frac{43238,1}{872,5}$

= 42,03 > 2 AMAN

Tabel 5.77 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Melintang

Kombinasi	P	My	$\sum M_w$	$SF_{gl} > 2$	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrem I	9939,8	5641,3	43238,1	7,66	AMAN
Daya Layan I	8433,5	872,9	36685,7	42,03	AMAN
Daya Layan II	8707,6	-	37877,9	-	-
Daya Layan III	8250,8	-	35890,9	-	-
Daya Layan IV	7519,9	2036,8	32711,7	16,06	AMAN

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu *bored pile*

Kontrol stabilitas terhadap kapasitas dukung izin pada satu *bored pile*

dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.78 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu *Bored Pile*

Kombinasi	*P*	*Mx*	*My*	P_{maks}	Q_{izin}	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	kN	$Pmaks < Q_{izin}$
Ekstrem I	9939,8	12707,2	5641,3	1651,6	2765,6	AMAN
Layan I	8433,5	6747,8	872,9	1029,4	2765,6	AMAN
Layan II	8707,6	6993,6	0,0	1017,0	2765,6	AMAN
Layan III	8250,8	6550,0	0,0	960,5	2765,6	AMAN
Layan IV	7519,9	5840,4	2036,8	976,1	2765,6	AMAN

2) Kapasitas dukung izin kelompok *bored pile*

Kontrol stabilitas terhadap kapasitas dukung izin kelompok *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.79 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile*

Kombinasi	*P*	*Mx*	*My*	P_{maks}	Q_{izin}	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	kN	$Pmaks < Q_{izin}$
Ekstrem I	9939,8	12707,2	5641,3	10763,1	18522,4	AMAN
Layan I	8433,5	6747,8	872,9	8760,1	18522,4	AMAN
Layan II	8707,6	6993,6	0,0	8999,0	18522,4	AMAN
Layan III	8250,8	6550,0	0,0	8523,7	18522,4	AMAN
Layan IV	7519,9	5840,4	2036,8	7869,4	18522,4	AMAN

8. Desain Tulangan Fondasi *Abutment*

Perhitungan tulangan dilakukan masing- masing pada *bored pile* dan *pile cap*

sebagai berikut.

a. *Bored pile abutment*

1) Tulangan pokok

Gaya geser ultimit *bored pile* (*Vu*) = 24,602 kN

Momen ultimit *bored pile* (*Mu*) = 86,986 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Diameter *bored pile* (*h*) = 800 mm

Tinggi *bored pile* yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 75 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$$= \frac{86,986}{0,9}$$

$$= 96,651 \text{ kNm}$$

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

d $= h - sb - ½\ dp$

$= 800 - 75 - ½ \cdot 16$

$= 717$ mm

c) Menghitung nilai Rn .

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

$= \frac{96{,}651 \cdot 10^6}{1000 \cdot 717^2}$

$= 0{,}188$ MPa

d) Menghitung nilai m

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

$= \frac{400}{0{,}85 \cdot 25}$

$= 18{,}824$

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai $\rho_{min} = 0{,}0020$

$\rho_{balance} = \frac{0{,}85 \cdot \beta 1 \cdot f'c}{fy} \ x \ \frac{600}{600+fy}$

$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 25}{400} \ x \ \frac{600}{600+400}$

$= 0{,}0271$

$\rho_{max} = 0{,}75 \ x \ \rho_{balance}$

= 0,75 x 0,0271

= 0,0203

$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 .m .Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1,4}{18,824} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 .18,824 .0,188}{400}}\right)$

= 0,00066

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$\rho_{pakai} = \rho_{min} =$ 0,002

f) Menghitung luas tulangan pokok

$As = \rho$ x b x d

= 0,002 x 1000 x 717

= 1434 mm^2

g) Menghitung jarak tulangan pokok

Batas : a) 450 mm dan

b) $3h$ = 3 x 800

= 2400 mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$= \frac{\pi/4 .16^2 . 1000}{1434}$

= 140,211 mm

≈ 100 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \text{ x } A1d$

$= \frac{1000}{100} \text{ x } \pi/4 \text{ x } 16^2$

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

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D16-100**

2) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \text{ x } \sqrt{f'c} \text{ x } b \text{ x d}$

$= 1/6 \text{ x } \sqrt{25} \text{ x } 1000 \text{ x } 717 \text{ x } 10^{-3}$

$= 597{,}5 \text{ kN}$

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \text{ x } V_c$

$= 0{,}75 \text{ x } 597{,}5$

$= 448{,}125 \text{ kN} > 24{,}602 \text{ kN}$

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

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

i. 0,5 h_c = 0,5 x 800

= 400 mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

b. *Pile cap abutment*

Pile cap atau disebut juga sebagai kepala tiang berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang- tiang fondasi. Perhitungan tulangan *pile cap* dilakukan menggunakan langkah- langkah berikut ini.

1) Rekapitulasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada perhitungan tulangan *pile cap* pilar adalah kombinasi kuat dan ekstrem I. Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Tabel 5.80 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap Abutment*

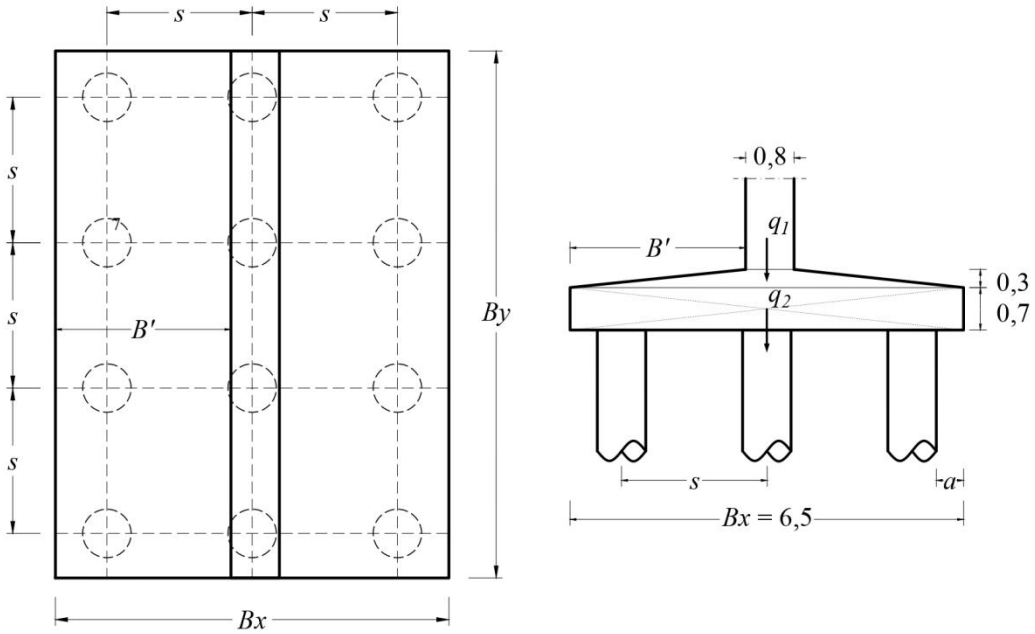
Kombinasi	**Vertikal**	**Horizontal**		**Momen**	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	11410,5	3092,4	0,0	5263,6	0,0
Kuat II	11020,4	3050,0	0,0	2104,1	0,0
Kuat III	9519,8	2651,9	450,2	2281,7	4071,9

Kuat IV	481,5	2901,6	0,0	16742,0	0,0
Kuat V	9655,0	2651,9	128,6	2275,0	1163,4
Ekstrem I	9613,2	3620,8	1008,3	4764,1	5641,3

2) Perhitungan momen dan gaya geser

a) Perhitungan momen ultimit rencana

Dari tabel rekapitulasi di atas dipilih nilai gaya tekan ultimit yang paling besar yakni pada kombinasi kuat I.



Gambar 5.140 Perhitungan Momen Ultimit *Pile Cap Abutment*

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 11410,5 kN

Lebar penampang kritis (*B'*) = 2,9 m

Berat *pile cap* pada penampang kritis 1

$q_1 = 24 \; x \; \left(\frac{0,8 + 6,5}{2}\right) \; x \; 0,3$

= 26,28 kN/m

Berat *pile cap* pada penampang kritis 2

q_2 = 24 *x* 6,5 *x* 0,7

= 109,2 kN/m

Total berat *pile cap* pada penampang kritis

$q = q_1 + q_2$

= 26,28 + 109,2

= 135,48 kN/m

Momen ultimit rencana

$Mu = 2\ x\ \left(\frac{Pu}{n}\ x\ s\right)$ - ½ *q xB'*

$= 2\ x\ \left(\frac{11410,5}{12}\ x\ 2,4\right)$ - ½ 135,48 *x* 2,9

= 4367,769 kNm

Momen ultimit rencana per meter lebar 8,7

$Mu = \frac{4367,769}{8,7}$

= 502,042 kNm

b) Perhitungan gaya geser rencana

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 11410,5 kN

Luas penampang *pile cap* (*A*) = *Bx x By*

= 6,5 *x* 8,7

= 56,55 m^2

Lebar *pile cap* (*Bx*) = 6,5 m

Tinggi *pile cap* (*h*) = 1 m

Selimut beton (*sb*) = 75 mm

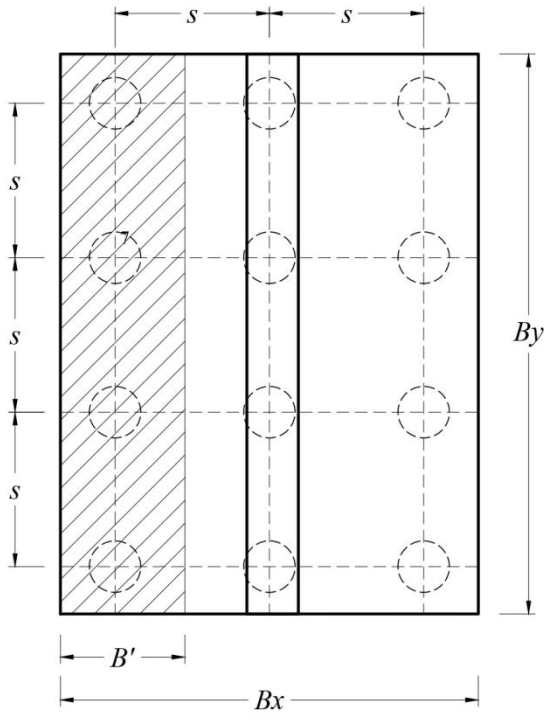
Diamater tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

Tebal efektif *pile cap* (*d*) = *h - sb - ½ dp*

= 1 - 0,075 - ½ *x* 0,019

= 0,9155 m

i. Satu arah



Gambar 5.141 Perhitungan Gaya Geser Satu Arah

Lebar penampang kritis

$$B' = Bx-\left(\frac{Bx}{2}+\frac{Lebar\ kolom}{2}+\ d\right)$$

$$= 6,5-\left(\frac{6,5}{2}+\frac{0,8}{2}+\ 0,9155\right)$$

$$= 1,935 \text{ m}$$

Gaya geser ultimit rencana

$$Vu_1 = \frac{Pu}{A}\ x\ By\ .\ B'$$

$$= \frac{11410,5}{56,55}\ x\ 8,7\ x\ 1,935$$

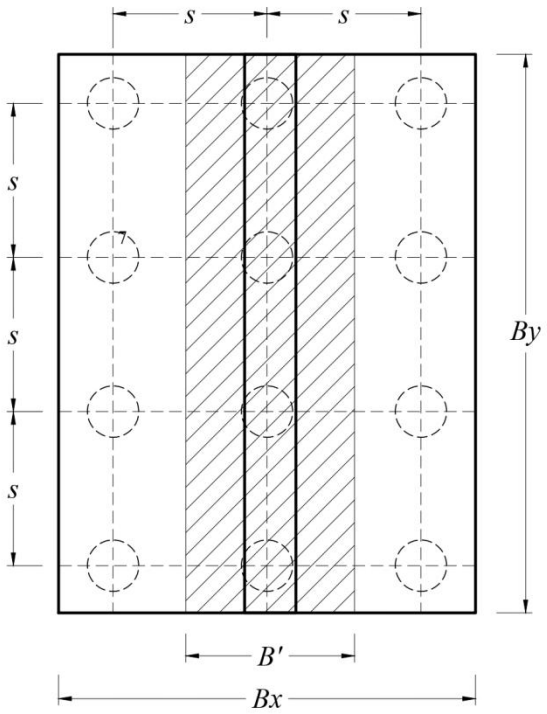
$$= 3395,951 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit rencana rencana per meter lebar

$$Vux = \frac{3395,951}{8,7}$$

$$= 390,339 \text{ kNm}$$

ii. Dua arah



Gambar 5.142 Perhitungan Gaya Geser Dua Arah

Lebar penampang kritis (*B'*) = *Lebar kolom* + d

= 0,8 + 1,935

= 1,715 m

Gaya geser ultimit rencana (Vu_2) = $\frac{Pu}{A}$ ((*Bx .By - B'.By*)

= $\frac{11410,5}{57}$ (6,5x8,7-1,7x8,7)

= 8399,033 kN

Gaya geser ultimit rencana rencana per meter lebar

Vuy = $\frac{8399,033}{8,7}$

= 965,406 kNm

3) Tulangan pokok

Momen ultimit *pile cap* (*Mu*) = 502,042 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *pile cap* (*h*) = 1000 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 75 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$$= \frac{502,042}{0,9}$$

$$= 557,825 \text{ kNm}$$

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$$d = h - sb - \tfrac{1}{2}\, dp$$

$$= 1000 - 75 - \tfrac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 915,5 \text{ mm}$$

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$$= \frac{557{,}825 \cdot 10^6}{1000 \cdot 915{,}5^2}$$

$$= 0{,}666 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai *m*

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

$$= \frac{400}{0{,}85 \cdot 25}$$

$$= 18{,}824$$

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0{,}85 \cdot \beta 1 \cdot f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0{,}0271$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}0271$$

$$= 0{,}0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1{,}4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{18,824}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ .18,824\ .0,666}{400}}\right)$$

$$= 0,0019$$

ρ_{pakai} $= \rho_{min} = 0,002$

f) Menghitung luas tulangan pokok

As $= \rho$ x b x d

$= 0,002$ x 1000 x $915,5$

$= 1831\ mm^2$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

Batas : a) 450 mm dan

b) $3h$ = 3 x 1000

= 3000 mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$= \frac{\pi/_4\ .16^2\ .\ 1000}{1831}$

$= 154,849$ mm

≈ 150 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{150}$ x $\pi/_4$ x 19^2

= 1890,192 mm^2

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D19-150**

4) Tulangan geser

a) Satu arah

➢ Gaya geser yang mampu ditahan beton

ϕV_c= 0,75 x $1/6 \times \sqrt{f'c} \times b \times$ d $> Vux$

= $1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 915{,}5 \times 10^{-3}$

= 572,1875 kN > 390,339 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vux$ maka tulangan geser satu arah yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

Maka digunakan tulangan geser **D19- 150.**

b) Dua arah

Keliling kritis (b_0) = (2 $\times$ B') + (2 $\times$ b)

= (2 x 1715) + (2 x 1000)

= 5431 mm

Panjang sisi kolom arah x (b6) = 800 mm

Panjang sisi kolom arah y (h6) = 8700 mm

Perbandingan sisi kolom (β_c) = $\frac{b6}{h6}$

= $\frac{800}{8700}$

= 0,092

Nilai λ untuk beton normal = 1

Nilai λ_s = 40 (kolom terletak di tengah)

Gaya geser yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecildari:

- $V_{C1} = 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \lambda \, x \, \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x$ d

  $= 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{0{,}092}\right) \, x \, \sqrt{25} \, x \, 5431 \, x \, 915{,}5 \text{ x } 10^{-3}$

  = 96147,607 kN

- $V_{C2} = 0{,}083 \left(\frac{\lambda s \, x \, d}{b_0} + 2\right) \lambda \, x \, \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x$ d

  $= 0{,}083 \left(\frac{40 \, x \, 915{,}5}{5431} + 2\right) \, x \, \sqrt{25} \, x \, 5431 \, x \, 915{,}5 \text{ x } 10^{-3}$

  = 18039,955 kN

- V_{C3} = 0,33 λ $x \, \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x$ d

  $= 0{,}33 \, x \, \sqrt{25} \, x \, 5431 \, x \, 915{,}5 \text{ x } 10^{-3}$

  = 8203,933 kN

Diambil V_c = 8203,933 kN

- Cek gaya geser yang ditahan beton

  $\phi V_c = 0{,}75 \, x \, V_c > Vux$

  $= 0{,}75 \, x$ 8203,933

  = 6152,95 kN > 965,406

Dikarenakan $\phi V_c > Vuy$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

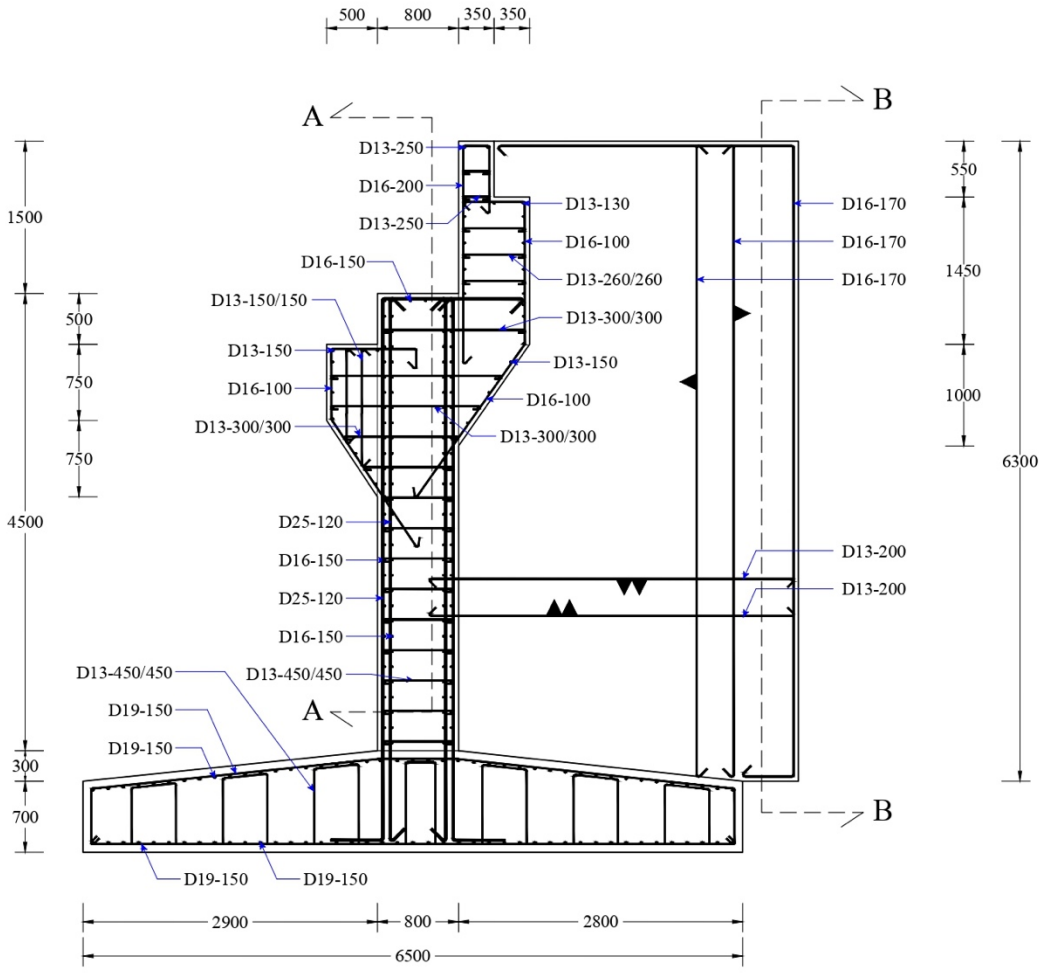
Maka digunakan tulangan geser minimum **D19- 150.**

Rekapitulasi desain tulangan *abutment* dan fondasi *abutment* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

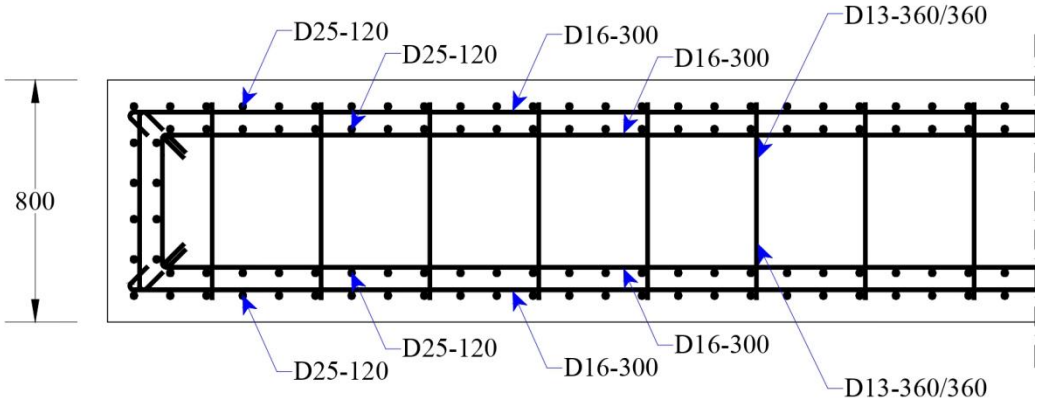
Tabel 5.81 Rekapitulasi Desain Tulangan *Abutment* dan Fondasi *Abutment*

No.	Jenis Struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul. Pengekang
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1.	*Breast wall*	D25-120	-	D16-300	D13-360/360
2.	*Back wall* atas	D16-200	D13-250	D13-250	
3.	*Back wall* bawah	D16-100	D13-130	D13-260	
4.	*Corbel*	D16-100	D13-150	D13-300	
5.	*Wing wall*	D16-170	D13-200	D13-200	
6.	*Bored pile*	D16-140	-	D13-300	
7.	*Pile cap*	D19-150	-	D19-150	

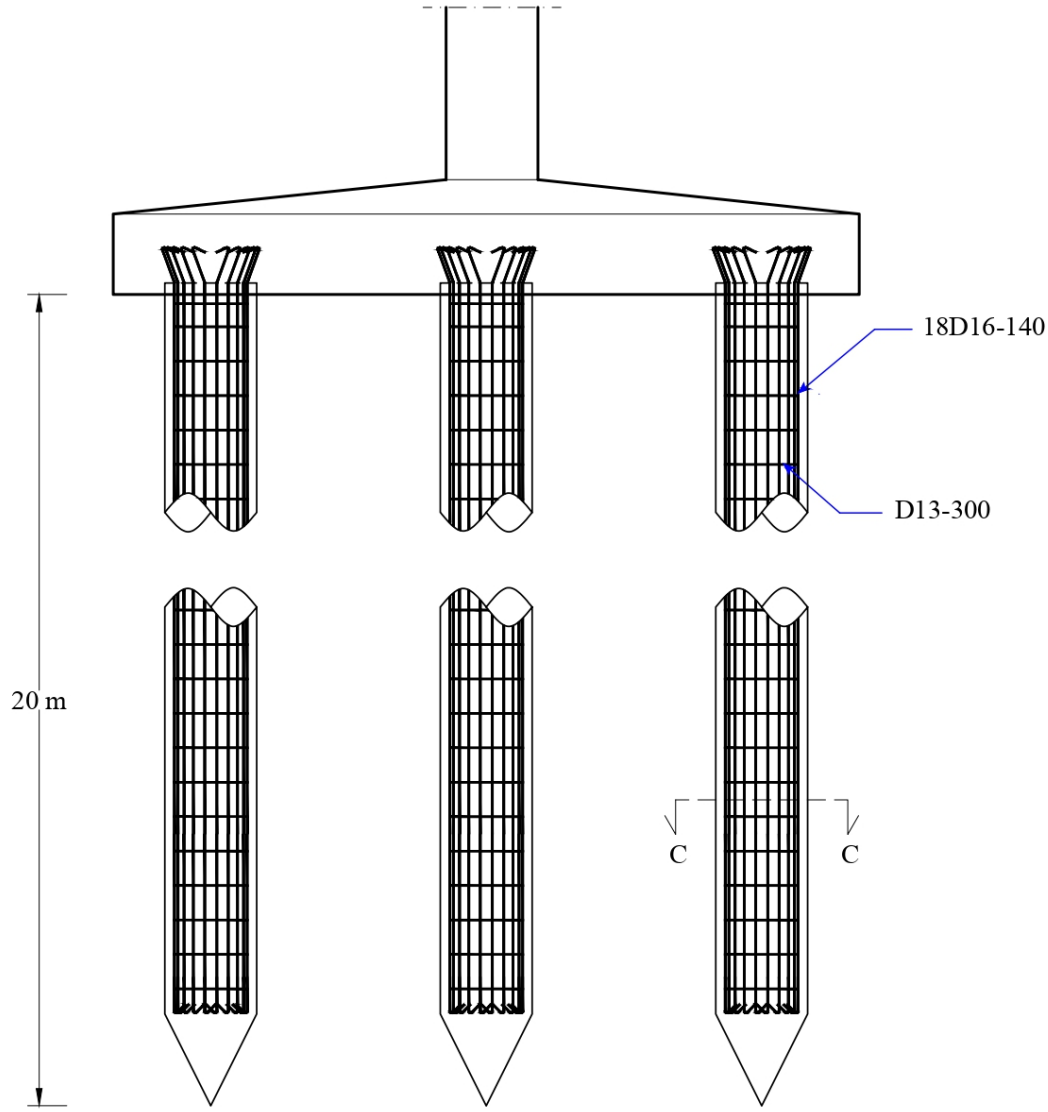
Gambar detail penulangan *abutment* dan fondasi *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



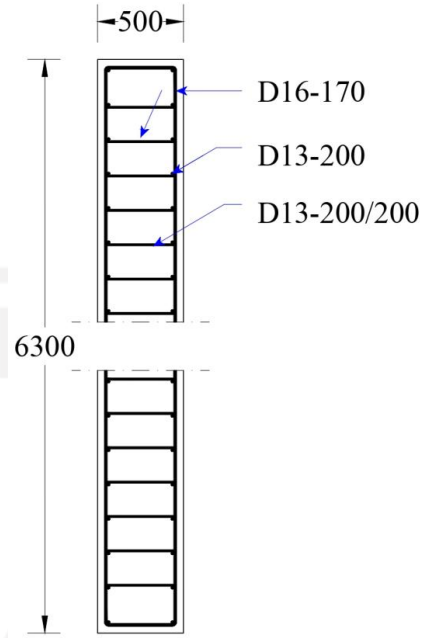
Gambar 5.143 Desain Tulangan *Abutment*



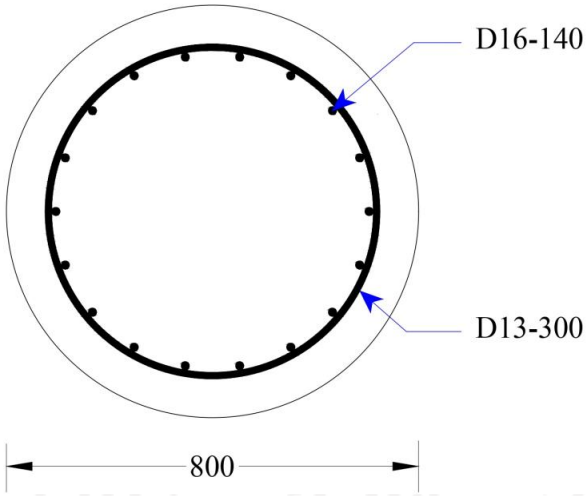
Gambar 5.144 Detail Potongan A-A (*Breast Wall*)



Gambar 5.145 Desain Tulangan Fondasi *Abutment*



Gambar 5.146 Detail Potongan B-B (*Wing Wall*)



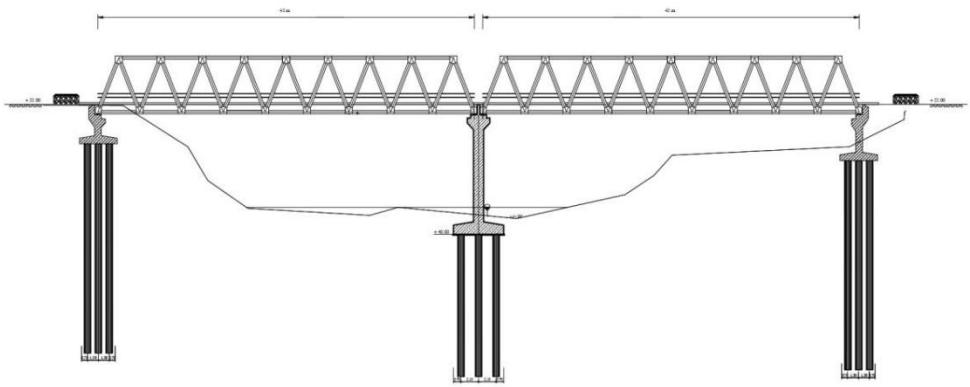
Gambar 5.147 Detail Potongan C-C (Fondasi *Abutment*)

5.2.3 Pilar

Pilar jembatan didesain berdasarkan beban- beban yang bekerja meliputi beban vertikal yang berasal dari pengaruh struktur atas jembatan dan beban

horizontal akibat beban aksi lingkungan. Pilar yang digunakan adalah tipe dinding atau disebut juga kolom tunggal.

1. Data Struktur Jembatan



Gambar 5.148 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan Kiringan

a. Data struktur atas jembatan

Panjang jembatan (*L*) = 90 m

Tinggi jembatan (*h*) = 6,5 m

Lebar jembatan (*b*) = 7,8 m

Lebar jalur lalu lintas (*b1*) = 6 m

Lebar trotoar (*b2*) = 0,9 m

Tebal trotoar (*tt*) = 0,25 m

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

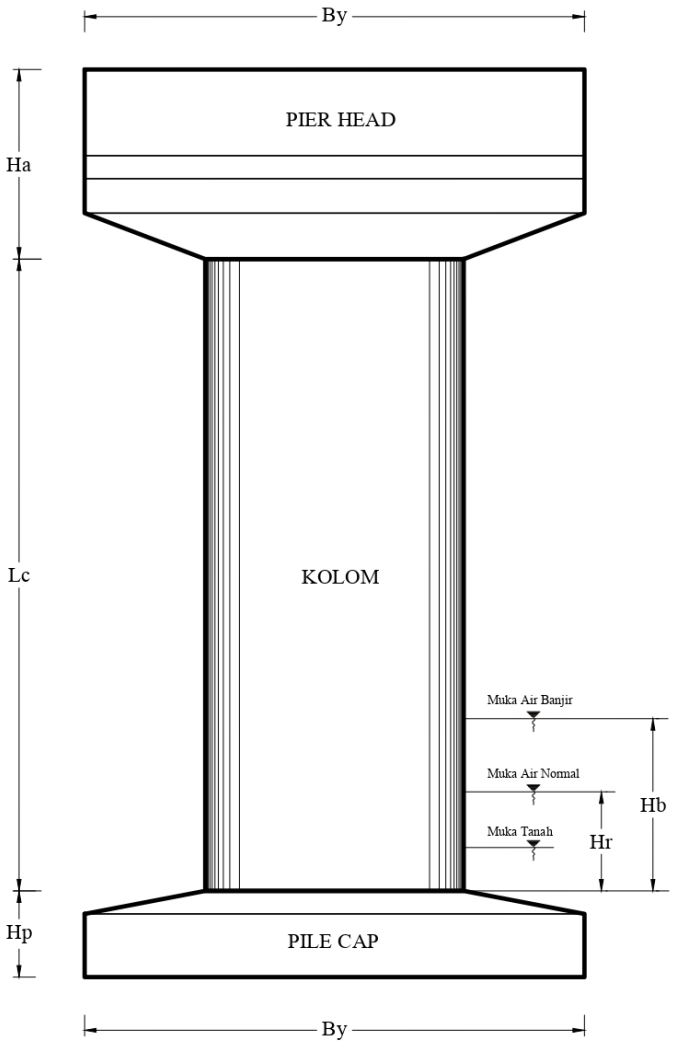
Tebal lapisan aspal (*ta*) = 0,05 m

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

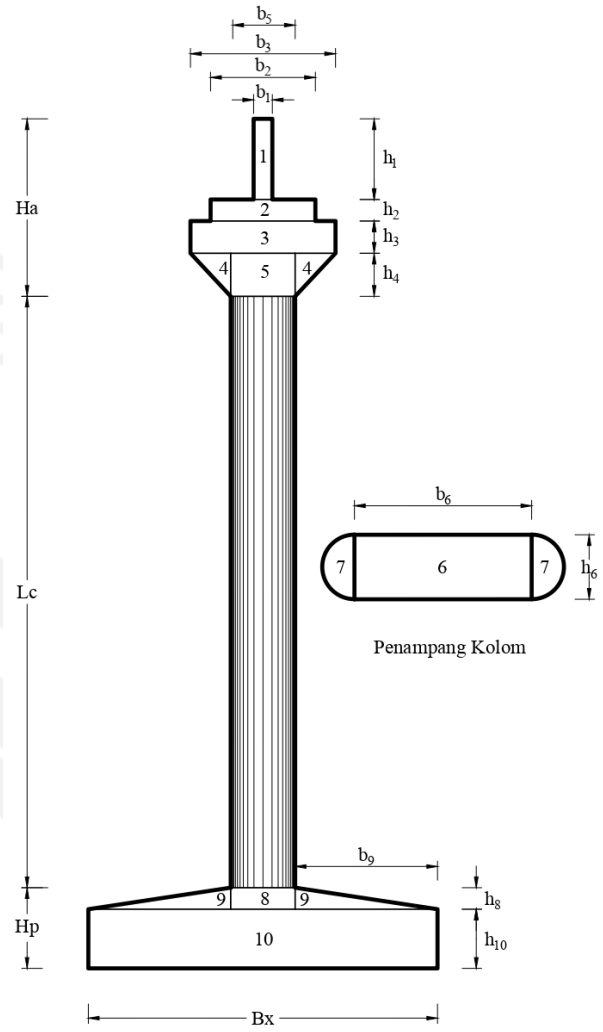
b. Data struktur bawah jembatan

1) Dimensi pilar

Dimensi pilar yang direncanakan dapat dilihat pada gambar dan tabel di bawah ini.



Gambar 5.149 Tampak Melintang Pilar Jembatan



Gambar 5.150 Tampak Memanjang Pilar Jembatan

Adapun dimensi untuk masing- masing bagian dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.82 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Pier Head					
b1	350	mm	h1	550	mm
b2	1950	mm	h2	1450	mm
b3	2700	mm	h3	1000	mm

Lanjutan Tabel 5.82 Dimensi *Abutment* Kanan Jembatan

Pier Head					
b4	750	mm	h4	750	mm
b5	1200	mm	h5	750	mm
Kolom					
b6	1200	mm	h6	11000	mm
b7	1200	mm	h7	11000	mm
Pile Cap					
bx	6500	mm	by	8700	mm
b8	1200	mm	h8	400	mm
b9	2650	mm	h9	400	mm
b10	6500	mm	h10	1100	mm

2) Data sungai

Muka air banjir (*Hb*) = 3 m

Muka air normal (*Hr*) = 1,724 m

3) Mutu bahan dan material

a) Mutu material pilar

Berat volume beton (γ_C) = 24 kN/m^3

Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

Mutu baja (*fy*) = 400 MPa

b) Data tanah

Diambil data tanah di titik BM2 sebagai berikut.

Berat volume tanah (γ_S) = 19,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35°

Kohesi (c) = 30 kN/m^2

2. Analisis Pembebanan Pada *Pile Cap* dan Kolom Pilar

Analisis pembebanan dilakukan terhadap pangkal *pile cap* dan pangkal kolom pilar berdasarkan beban- beban yang bekerja.

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas

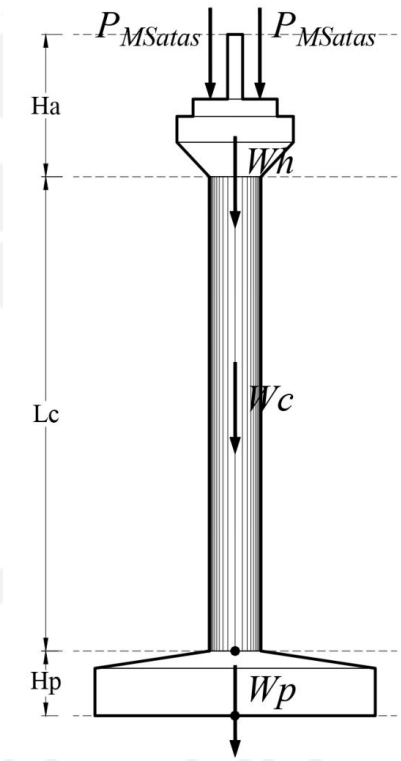
Berat sendiri struktur atas dihitung berdasarkan semua batang rangka utama, gelagar pelat dan trotoar ditambah dengan sistem sambungan yang nilainya diambil sebesar 10% dari berat struktur atas. Adapun perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.83 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

Jenis Beban	**Berat**	**Panjang**	**Jumlah**	**Berat sendiri**
	***q* (kN/m)**	***L* (m)**	***n* (buah)**	***MS* (kN)**
Batang atas	1,686	5	16	134,88
Batang bawah	1,686	5	18	151,74
Batang diagonal	1,686	6,964	36	422,687
Ikatan angin diagonal	0,169	9,625	16	26,026
Ikatan angin lurus	0,169	7,8	2	2,636
Gelagar memanjang	0,647	5	45	145,588
Gelagar melintang	2,059	7,8	10	160,602

Lanjutan Tabel 5.83 Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

Jenis Beban	Berat Volume	Panjang	Lebar	Tebal	*MS*
	γc (kN/m^3)	*L* (m)	*b* (m)	*t* (m)	(kN)
Pelat	24	45	7,8	0,25	2106
Trotoar	24	45	1,8	0,25	486
				Jumlah	3636,160
				Sistem sambungan (10%)	363,616
				Berat total struktur atas (W_{MSatas})	3999,776



Gambar 5.151 Rekasi Perletakan Berat Sendiri

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{MSatas})= 2 x (½ W_{MSatas})

= 2 x (½ x 3999,776)

= 3999,776 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{MSatas}) = 2 x (½ W_{MSatas})

= 2 x (½ x 3999,776)

= 3999,776 kN

Beban P_{MS} bertumpu pada perletakan secara simetris sehingga tidak terjadi adanya momen.

2) Berat sendiri struktur bawah

Perhitungan berat sendiri struktur bawah meliputi berat masing-masing komponen sebagai berikut.

Tabel 5.84 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar

No.	b	h	Bentuk	L	Berat volume (γ_C)	Berat
	m	m		m	kN/m^3	kN
Pier Head						
1.	0,35	1,5	1	8,7	24	109,620
2.	1,95	0,4	1	8,7	24	162,864
3.	2,7	0,6	1	8,7	24	338,256
4.	0,75	0,8	0,5	8,7	24	62,640
5.	1,2	0,8	1	4,5	24	103,680
					$\sum Wh$	777,060
Kolom						
6.	3,3	1,2	1	11	24	1045,440
7.	1,2	1,2	πD^2	11	24	1194,308
					$\sum Wc$	2239,748

Lanjutan Tabel 5.84 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar

No.	b	h	Bentuk	L	Berat volume (γ_C)	Berat
	m	m		m	kN/m^3	kN
Pile Cap						
8.	1,2	0,4	1	4,5	24	51,840
9.	2,65	0,4	0,5	8,7	24	110,664
10.	6,5	1,1	1	8,7	24	1492,920
					$\sum Wp$	1655,424
Berat total struktur bawah ($W_{MSbawah}$)						4672,232

3) Rekapitulasi berat sendiri

Hasil perhitungan berat sendiri pada struktur atas dan struktur bawah adalah sebagai berikut.

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{MS}) $= P_{MSatas} + W_{MSbawah}$

$= 3999,776 + 4672,232$

$= 8672,007$ kN

Gaya aksial pada kolom (P_{MS}) $= P_{MSatas} + Wh + Wc$

$= 3999,776 + 777,060 + 2239,748$

$= 7016,583$ kN

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Tabel 5.85 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Pilar

Jenis Beban	Berat sendiri	
Aspal	297	kN
Air hujan	175,5	kN
Railing	8,964	kN
Total (W_{MA})	481,464	kN

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{MA}) = 2 x (½ W_{MA})

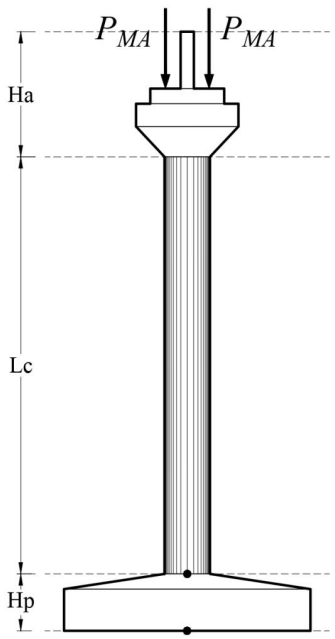
= 2 x (½ x 481,464)

= 481,464 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{MA}) = 2 x (½ W_{MA})

= 2 x (½ x 481,464)

= 481,464 kN



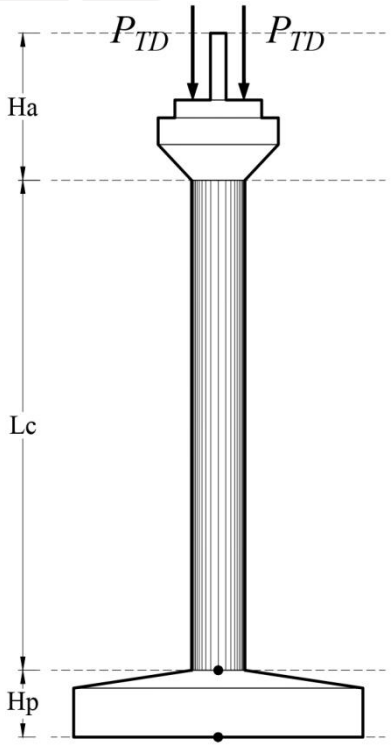
Gambar 5.152 Rekasi Perletakan Beban Mati Tambahan

c. Beban lajur “D” (*TD*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Tabel 5.86 Rekapitulasi Beban Lajur “D” Pada Pilar

Jenis Beban	Berat sendiri	
Beban terbagi merata (*BTR*)	1134	kN
Beban garis tegak (*BGT*)	288,12	kN
Total (W_{TD})	1422,12	kN



Gambar 5.153 Rekasi Perletakan Beban Mati Tambahan

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{TD}) = 2 x (½ W_{TD})

= 2 x (½ x 1422,12)

= 1422,12 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{TD}) = 2 x (½ W_{TD})

= 2 x (½ x 1422,12)

= 1422,12 kN

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Beban (q) = 5 kN/m^2

Lebar trotoar (b) = 0,9 m

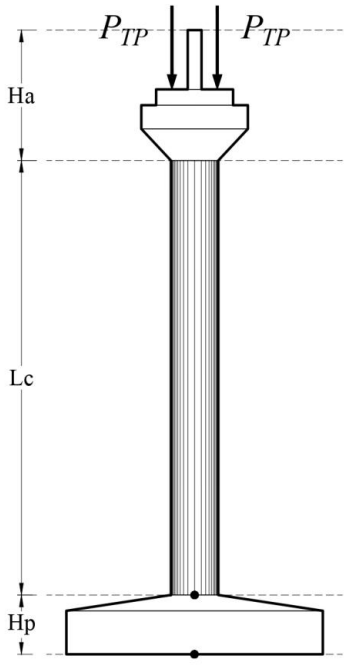
Panjang 1 bentang jembatan (L) = 45 m

Berat sendiri pejalan kaki di kedua sisi trotoar

W_{TP} = 2 x q x b x L

= 2 x 5 x 0,9 x 45

= 405 kN



Gambar 5.154 Rekasi Perletakan Beban Pejalan Kaki

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{TP}) = 2 x (½ W_{TP})

= 2 x (½ x 405)

= 405 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{TP}) = 2 x (½ W_{TP})

= 2 x (½ x 405)

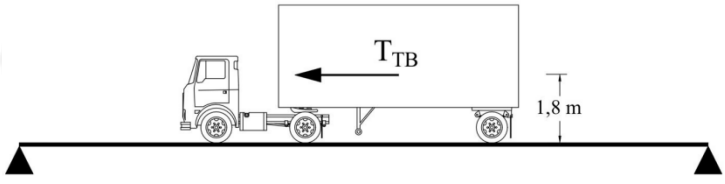
= 405 kN

e. Beban gaya rem (*TB*)

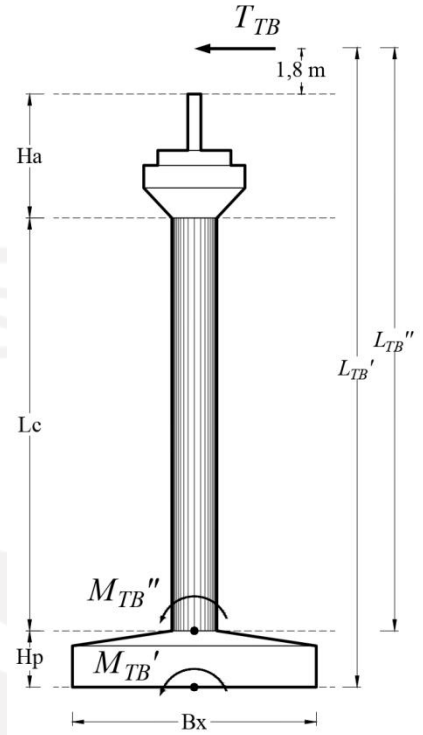
Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

TB = 106 kN

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.155 Beban Gaya Rem Pada Pilar



Gambar 5.156 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada Pilar

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Tx*)= T_{TB} = 106 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Tx*) = T_{TB} = 106 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{TB}') = 1,8 + *Ha* + *Lc* + *Hp*

= 1,8 + 3,3 + 11 + 1,1

= 17,2 m

Lengan terhadap kolom (L_{TB}'') = 1,8 + *Ha* + *Lc*

= 1,8 + 3,3 + 11

= 16,1 m

Momen terhadap *pile cap* (M_X') = -T_{TB} x L_{TB}'

= -106 x 17,2

= -1823,2 kNm

Momen terhadap kolom (M_X") = -T_{TB} x L_{TB}"

= -106 x 16,1

= -1706,6 kNm

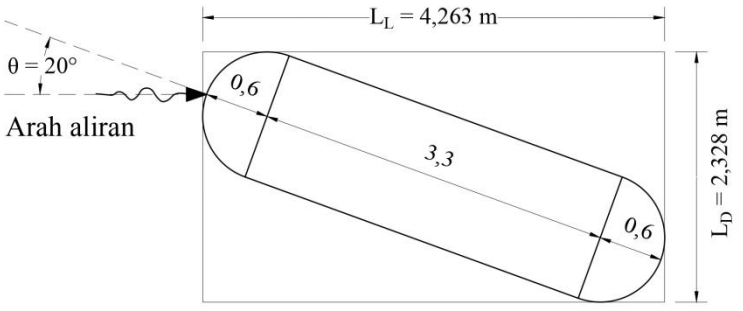
f. Aliran air, benda hanyutan dan tumbukan batang kayu (*EU*)

1) Gaya akibat aliran air (EU_1)

Gaya akibat aliran air ditinjau terhadap dua gaya sebagai berikut.

a) Gaya seret akibat aliran air

Pilar Jembatan Kiringan memiliki bentuk seperti pada gambar di bawah dengan asumsi sudut antara arah aliran dengan pilar adalah 20°.



Gambar 5.157 Gaya Akibat Aliran Air Terhadap Pilar

Berdasarkan Tabel 3. dengan bentuk dan besar sudut seperti pada gambar di atas, diperoleh :

Koefisien seret (C_D) = 0,7

Muka air banjir (Hb) = 3,44 m

Faktor kecepatan air rencana (f) = 1,5

Kecepatan air rata- rata (Vs) = $f\ x\ V$

= 1,5 x 2

= 3 m/s

Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran

$A_D = L_D\ x\ Hb$

= 2,328 x 3,44

= 8,008 m^2

Gaya seret akibat aliran air arah melintang jembatan

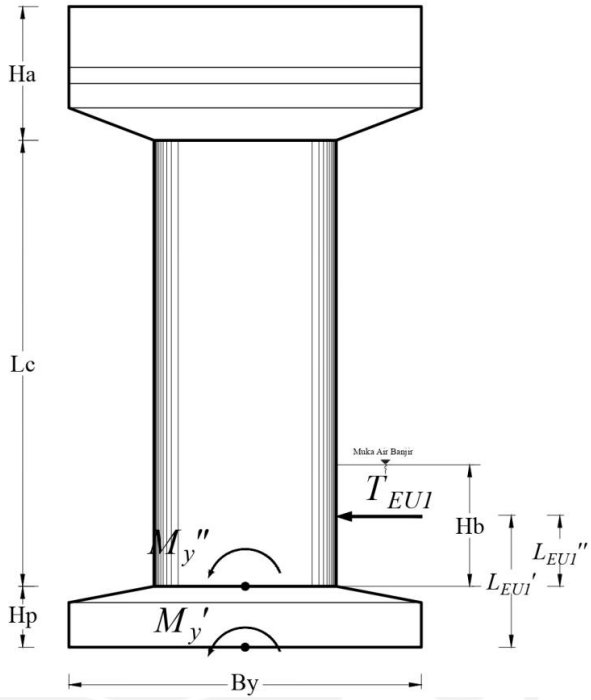
$T_{EU1} = 0{,}5\ C_D\ V_S^2\ A_d$

= 0,5 x 0,7 x 3^2 x 8,008

= 25,226 kN

Gaya horizontal pada *pile cap* (Ty)= T_{EU1} = 25,226 kN

Gaya horizontal pada kolom (Ty) = T_{EU1} = 25,226 kN



Gambar 5.158 Gaya Seret Akibat Aliran Air Terhadap Pilar

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EU1}') = *Hb/2* + *Hp*

= 3,44/2 + 1,5

= 3,22 m

Lengan terhadap kolom (L_{EU1}'') = *Hb/2*

= 3,44/2

= 1,72 m

Momen terhadap *pile cap*(*My'*) = T_{EU1} x L_{EU1}'

= 25,226 x 3,22

= 81,2 kNm

Momen terhadap kolom (*My''*) = T_{EU1} x L_{EU1}''

= 25,226 x 1,72

= 43,4 kNm

b) Gaya angkat akibat aliran air

Koefisien angkat (C_L) = 0,9

Muka air banjir (Hb) = 3,44 m

Kecepatan air rata- rata (Vs) = 3 m/s

Luas proyeksi pilar sejajar arah aliran

$A_L = L_L \, x \, Hb$

= 4,263 x 3,44

= m^2

Gaya angkat akibat aliran air arah memanjang jembatan

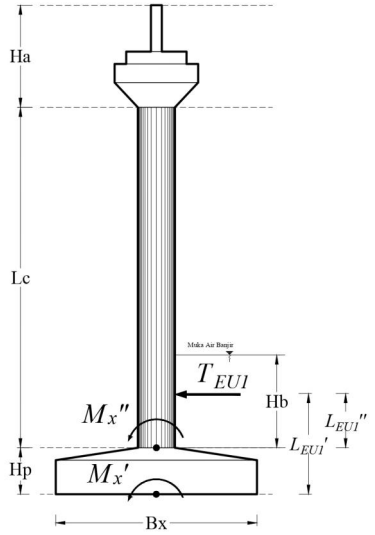
$T_{EU1} = 0{,}5 \; C_L \; V_S^2 \; A_L$

= 0,5 x 0,9 x 3^2 x 14,665

= 59,392 kN

Gaya horizontal pada *pile cap*(Tx)= T_{EU1} = 59,392 kN

Gaya horizontal pada kolom (Tx) = T_{EU1} = 59,392 kN



Gambar 5.159 Gaya Angkat Akibat Aliran Air

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EU1}') = $Hb/2 + Hp$

= 3,44/2 + 1,5

= 3,22 m

Lengan terhadap kolom (L_{EU1}'') = $Hb/2$

= 3,44/2

= 1,72 m

Momen terhadap *pile cap* (Mx') = T_{EU1} x L_{EU1}'

= 59,392 x 3,22

= 191,2 kNm

Momen terhadap kolom (Mx'') = T_{EU1} x L_{EU1}''

= 59,392 x 1,72

= 102,2 kNm

2) Gaya akibat benda hanyutan (EU_2)

Permukaan air pada Jembatan Kiringan terletak di bawah struktur atas jembatan sehingga :

Koefisiesn seret (Cd) = 1,04

Kedalaman benda hanyutan (dh) = 1,2 m

Kecepatan air rata- rata (Vs) = 3 m/s

Panjang hamparan benda hanyutan diambil nilai terkecil dari :

- Jumlah setengah bentang yang berdekatan

  Panjang bentang 1 (L_1) = 45 m

  Panjang bentang 1 (L_2) = 45 m

  Panjang hamparan (L) = (½ x L_1) + (½ x L_2)

  = (½ x 45) + (½ x 45)

  = 45 m

- 20 m

Diambil panjang hamparan benda hanyutan sebesar (L) = 20 m

Luas proyeksi benda hanyutan

$A_D = L \times dh$

$= 20 \times 1{,}2$

$= 24\ m^2$

Gaya seret akibat benda hanyutan arah melintang jembatan

T_{EU1} = 0,5 C_D V_S^2 A_d

= 0,5 x 1,04 x 3^2 x 24

= 112,32 kN

3) Gaya akibat tumbukan batang kayu (EU_3)

Massa kayu (M) = 2 ton

Lendutan ekivalen (d_{ev}) = 0,075 (Berdasarkan Tabel 3.x)

Kecepatan air rata- rata (Vs) = 3 m/s

Kecepatan air permukaan (V_a) = 1,4 Vs

= 1,4 x 3

= 4,2 m/s

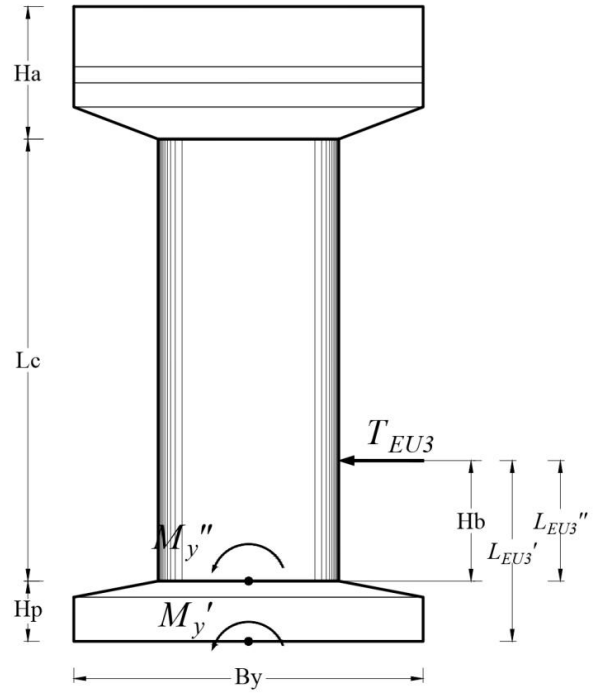
Gaya akibat tumbukan batang kayu

$$T_{EU3} = \frac{M\,(V_a)^2}{d_{ev}}$$

$$= \frac{2 \text{ x } 4{,}2^2}{0{,}075}$$

= 470,4 kN

Menurut SNI 1725 (2016) gaya akibat tumbukan kayu dan benda hanyutan tidak dapat digunakan secara bersamaan sehingga dipilih gaya yang paling kritis yakni gaya akibat tumbukan batang kayu sebesar T_{EU3} = 470,4 kN



Gambar 5.160 Gaya Akibat Tumbukan Batang Kayu

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Ty*)= T_{EU3} = 470,4 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Ty*) = T_{EU3} = 470,4 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EU3}') = *Hb* + *Hp*

= 3,44 + 1,5

= 4,94 m

Lengan terhadap kolom (L_{EU3}") = *Hb*

= 3,44 m

Momen terhadap *pile cap* (*My*) = T_{EU1} x L_{EU1}

= 470,4 x 4,94

= 554,9 kNm

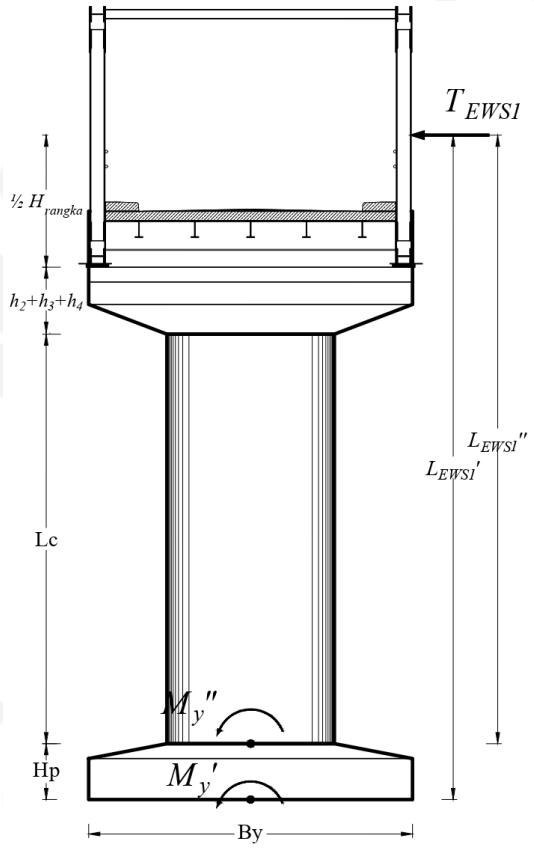
Momen terhadap kolom (*My*) = T_{EU1} x L_{EU1}

= 470,4 x 3,44

= 386,4 kNm

g. Beban angin (*EW*)

1) Beban angin struktur atas (EW_{S1})



Gambar 5.161 Beban Angin Struktur Atas Pada Pilar

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Gaya angin horizontal (T_{EWS1})= 321,555 kN

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Ty*)= T_{EWS1} = 321,5 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Ty*) = T_{EWS1} = 321,5 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EWS1}') = ½ H_{rangka} +h_2+h_3+h_4 + Lc+ Hp

= ½ 6,5 + 0,4+0,6+0,8+11+1,5

= 17,55 m

Lengan terhadap kolom (L_{EWS}") = ½ H_{rangka} +h_2+h_3+h_4 + Lc

= ½ 6,5 + 0,4+0,6+0,8+11

= 16,05 m

Momen terhadap *pile cap* (M_y') = T_{EWS1} x L_{EWS1}'

= 321,5 x 17,55

= 5643,3 kNm

Momen terhadap kolom (M_y") = T_{EWS} x L_{EWS}"

= 321,5 x 16,05

= 5161,0 kNm

2) Beban angin struktur bawah arah memanjang (EW_{S2})

Berdasarkan SNI 1725 (2016) bahwa tekanan angin struktur bawah harus dihitung terhadap arah memanjang dan melintang jembatan dengan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa

Tekanan angin dasar (P_D) = 0,0019 MPa

= 1,9 KPa

Luas pier head (Ah) = Ha x By

= 3,3 x 8,7

= 28,71 m^2

Luas kolom (*Ac*) = *Lc x* (b_6 + b_7)

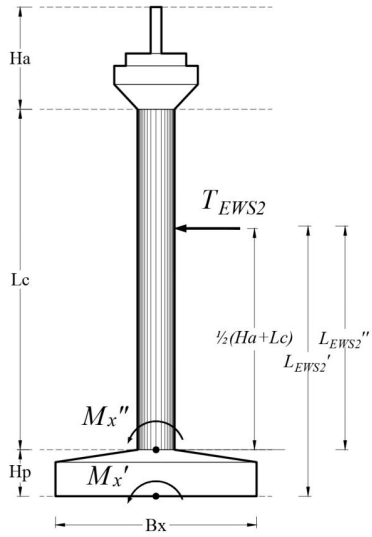
= 11 x (3,3 + 1,2)

= 49,5 m^2

Luas bidang kontak angin (*A*) = *Ac* + *Ap*

= 28,71 + 49,5

= 78,21 m^2



Gambar 5.162 Beban Angin Struktur Bawah Arah X

Gaya tekan angin (T_{EWS2}) = P_D *x A*

= 1,9 x 78,21

= 148,599 kN

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Tx*)= T_{EWS2} = 148,599 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Tx*) = T_{EWS2} = 148,599 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EWS2}') = ½ (*Ha* + *Lc*) + *Hp*

= ½ (3,3 + 11) + 1,5

= 8,65 m

Lengan terhadap kolom (L_{EWS2}") = ½ (*Ha* + *Lc*)

= ½ (3,3 + 11)

= 7,15 m

Momen terhadap *pile cap* (M_x') = T_{EWS} x L_{EWS2}'

= 148,599 x 8,65

= 1285,4 kNm

Momen terhadap kolom (M_x") = T_{EWS} x L_{EWS2}"

= 148,599 x 7,15

= 1062,5 kNm

3) Beban angin struktur bawah arah melintang (EW_{S3})

Tekanan angin dasar (P_D) = 0,0019 MPa

Luas pier head (*Ah*) = $A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$

= 0,525+0,78+1,62+ 0,6+0,96

= 4,485 m^2

Luas kolom (*Ac*) = *Lc* x b_7

= 11 x 1,2

= 13,2 m^2

Luas bidang kontak angin (A) = $Ac + Ap$

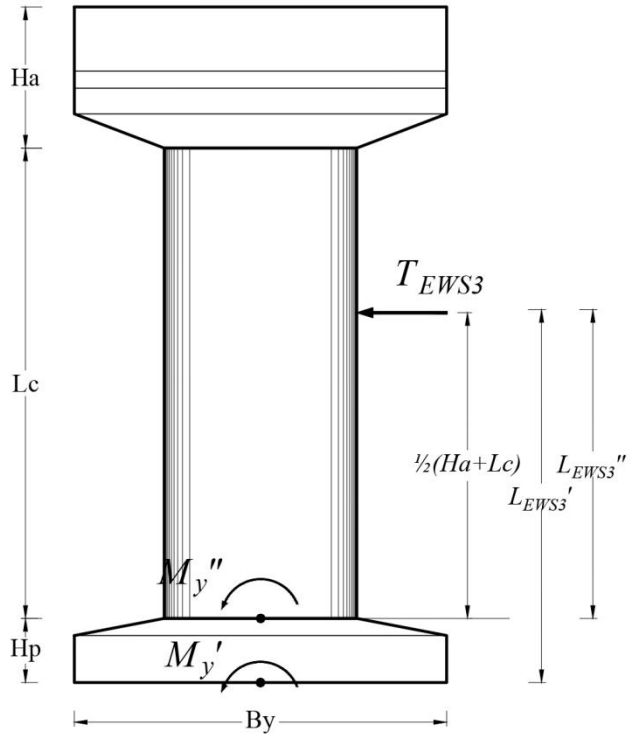
= 4,485 + 13,2

= 17,685 m^2

Gaya tekan angin (T_{EWS2}) = $P_D \; x \; A$

= 1,9 x 17,685

= 33,6015 kN



Gambar 5.163 Beban Angin Struktur Bawah Arah Y

Gaya horizontal pada *pile cap* (Ty)= T_{EWS3} = 33,6015 kN

Gaya horizontal pada kolom (Ty) = T_{EWS3} = 33,6015 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EWS3}') = ½ ($Ha + Lc$) + Hp

= ½ (3,3 + 11) + 1,5

= 8,65 m

Lengan terhadap kolom (L_{EWS3}”) = ½ (*Ha* + *Lc*)

= ½ (3,3 + 11)

= 7,15 m

Momen terhadap *pile cap* (M_y) = T_{EWS} x L_{EWS3}’

= 33,6015 x 8,65

= 290,7kNm

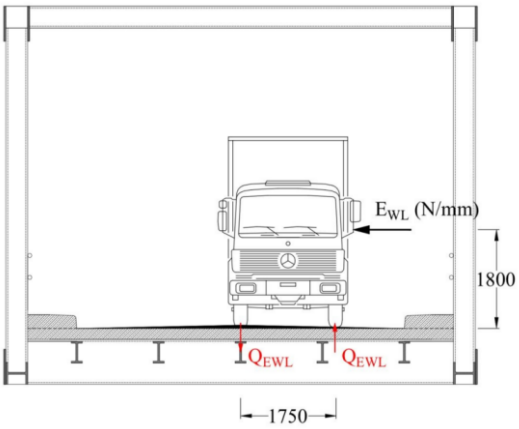
Momen terhadap kolom (M_y) = T_{EWS} x L_{EWS3}”

= 33,6015 x 7,15

= 240,3 kNm

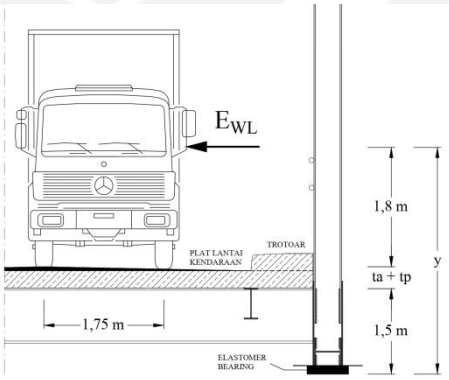
4) Beban angin kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus direncanakan untuk dapat memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai beban menerus sebesar 1,46 N/mm, diletakkan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.164 Beban Angin Kendaraan Pada Pilar

Agar beban beban angin kendaraan dapat bekerja pada titik tengah perletakan pilar, EW_L dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan *y*.



Gambar 5.165 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan Pada Pilar

$y = 1800 + t_a + t_p + 1500$

$= 1800 + 50 + 250 + 1500$

$= 3600$ mm

Sehingga gaya akibat angin kendaraan adalah sebagai berikut

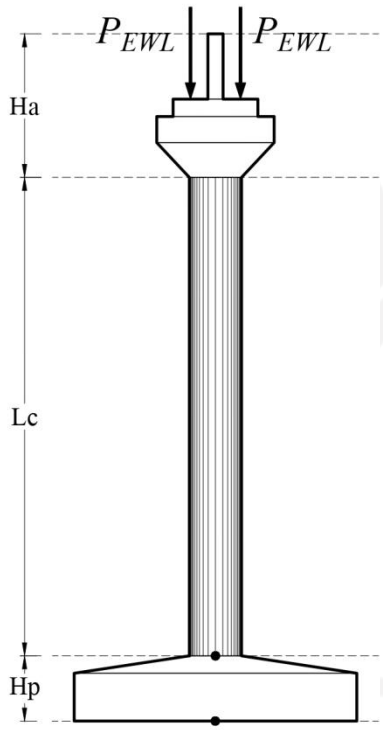
L = 45 m (panjang 1 bentang jembatan)

EW_L = EW_L x L x y / 1750

= 1,46 x (45 x10^3) x 3600 /1750

= 135154 N

= 135,154 kN



Gambar 5.166 Beban Angin Kendaraan Pada Pilar

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{EWL}) = 2 x (½ EW_L)

= 2 x (½ x 135,154)

= 135,154 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{EWL}) = 2 x (½ EW_L)

= 2 x (½ x 135,154)

= 135,154 kN

h. Gempa vertikal (EQ_V)

Menurut SNI 2833 (2016) perhitungan gempa vertikal dihitung dengan dua kondisi berikut dengan diambil nilai terbesar.

a) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban tambahan.

b) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Reaksi perletakan berat sendiri struktur atas (P_{MS}) = 3999,776 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan (P_{MA}) = 481,464 kN

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut.

Gempa vertikal 1 (EQ_{V1}) = 10% x (P_{MS} + P_{MA})

= 10% x (3999,776 + 481,464)

= 448,124 kN

Gempa vertikal 2 (EQ_{V2}) = 120% x [(P_{MS} + P_{MA}) - (10% x (P_{MS}+P_{MA}))]

= 120% x [(13999,776 + 481,464) - 448,124]

= 4837,739 kN

Diambil nilai terbesar P_{EQV} = 4837,739 kN

Gaya aksial pada *pile cap* (P_{EQV}) = 2 x (½ EW_L)

= 2 x (½ x 405)

= 405 kN

Gaya aksial pada kolom (P_{EQV}) = 2 x (½ EW_L)

= 2 x (½ x 405)

= 405 kN

i. Gempa lateral (EQ_L)

Menurut SNI 2833 (2016) beban gempa lateral diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan oleh persamaan 3.30 berikut ini.

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \; x \; Wt$$

Berdasarkan SNI 2833 (2016) untuk jembatan bentang majemuk analisis dilakukan menggunakan metode spektra moda tunggal sebagai berikut.

- Analisis kelas situs

Pada perencanaan Jembatan Kiringan data yang diperoleh berupa pengujian *N-SPT* (*Standar Penetration Test*). Dari perhitungan pada 5.1.5 didapatkan :

$$\overline{N} = \frac{\Sigma t_i}{\Sigma\left(\frac{t_i}{n}\right)}$$

$$= \frac{25}{2{,}851}$$

= 8,769

Berdasarkan Tabel 3.20 Klasifikasi Kelas Situs, dengan $\overline{N}$ < 15 maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah lunak (SE).

- Menentukan nilai PGA, S_S dan S_1 berdasarkan peta gempa

  Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.15, Gambar 3.16 dan Gambar 3.17, untuk daerah Yogyakarta diperoleh nilai sebagai berikut.

  PGA= 0,4 g

  S_S = 1,5 g

  S_1 = 0,4 g

- Menentukan faktor situs F_{PGA}, F_a dan F_v

  Dari nilai PGA, S_S dan S_1 dengan kelas situ tanah lunak (SE), diperoleh nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.22 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}, F_a) dan Tabel 3.23 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v) sebagai berikut.

  F_{PGA}= 0,9

  F_a = 0,9

  F_v = 2,4

- Menggambar grafik respon spektra

  Nilai- nilai pada grafik respon spektra dihitung berdasarkan Gambar 3.14 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah.

  $A_s = F_{PGA} \, x \, PGA$

= 0,9 x 0,4

= 0,36

$S_{DS} = F_a x S_S$

= 0,9 x 1,5

= 1,35

$S_{D1} = F_v x S_1$

= 2,4 x 0,4

= 0,96

$T_S = S_{D1} / S_{DS}$

= 0,96 / 1,35

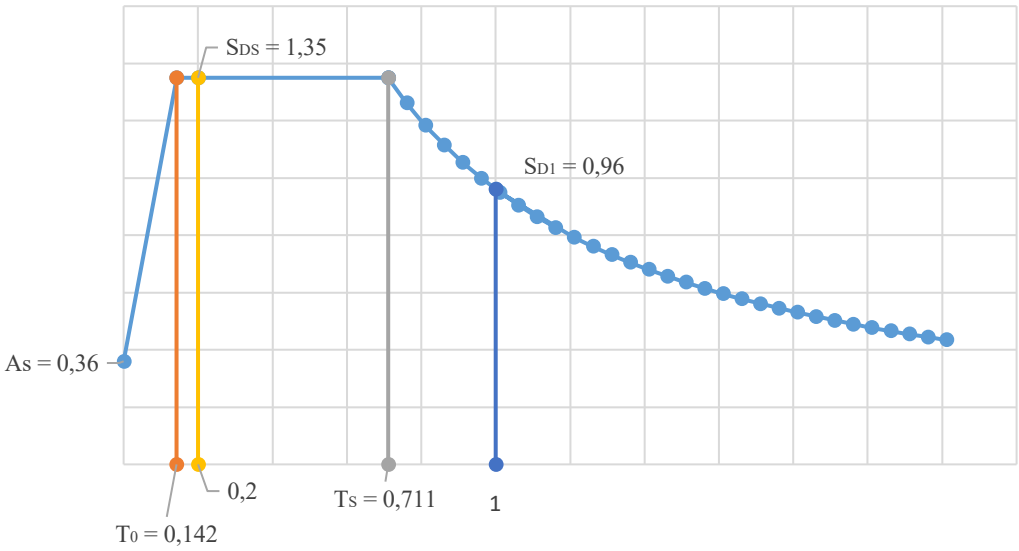
= 0,711

$T_0 = 0,2 T_S$

= 0,2 x 0,711

= 0,142

Adapun grafik respon spektra dari nilai- nilai di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.167 Grafik Respon Spektra

1) Beban gempa horizontal arah x (EQ_X)

Beban gempa horizontal arah x (EQ_X) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_X adalah sebagai berikut.

a) Perhitungan berat tributari

Berat tributari (W') $= P_{MSatas} + P_{MA} + \sum Wh + ½ \sum Wc$

$= 3999,776+481,464+777,060+1119,874$

$= 6378,173$ kN

b) Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Untuk mendapatkan nilai *Csm,* terlebih dahulu dicari nilai periode alami *(T)* agar dapat dibandingkan dengan T_0 dan T_S. Mengacu pada SNI 2833-2008, waktu periode alami (*T*) pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\,K}}$$

keterangan :

T = waktu periode alami (detik)

Wt = berat total struktur (kN)

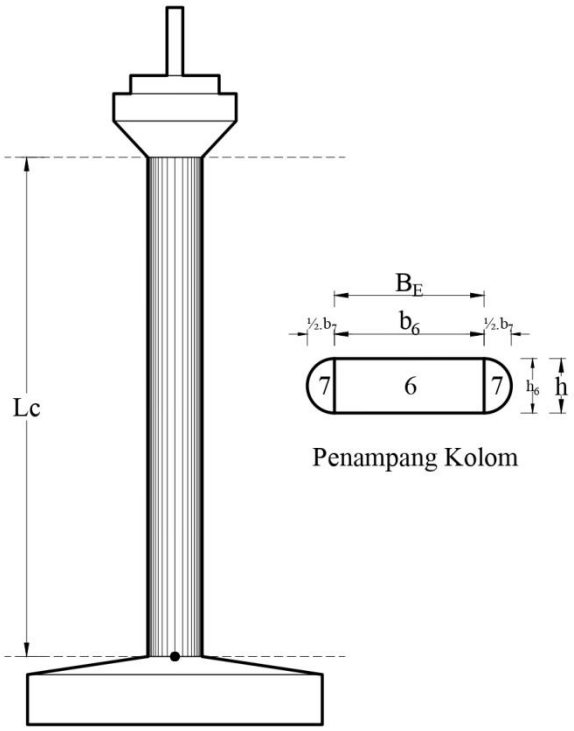
g = percepatan gravitasi (9,81 m/s^2)

K = kekakuan struktur pilar

Adapun nilai *K* didapatkan melalui perhitungan berikut ini.

i. Kekakuan struktur (*K*)

Penampang struktur pilar dapat dilihat pada gambar di bawah ini



Gambar 5.168 Penampang Kolom Pilar

Mutu beton ($f'c$) = 25 MPa

Modulus elastis beton (E) = 4700 x $\sqrt{(f'c)}$

= 4700 x √25

= 23500 MPa

= 23500000 kPa

Tinggi kolom (L) = 11 m

Tebal kolom (h) = 1,2 m

Lebar kolom (B) = $b_6 + b_7$

= 3,3 + 1,2

= 4,5 m

Luas penampang kolom (A) = $(b_6 \, x \, h_6) + (¼ \, \pi \, h_7^2)$

= $(3{,}3 \, x \, 1{,}2) + (¼ \, \pi \, 1{,}2^2)$

= 5,091 m^2

Lebar ekivalen (B_E) = $\frac{A}{h}$

= $\frac{5{,}091}{1{,}2}$

= 4,242 m

Momen Inersia arah x *(Ix)* = $\frac{1}{12} \; x \; B_E^3 \; x \; h$

= $\frac{1}{12}$ x $4{,}242^3$ x 1,2

= 7,636 m^4

Kekakuan arah X (K_x) = $\frac{12 \, E \, Ix}{L^3}$

= $\frac{12 \, x \, 23500000 \, x \, 7{,}636}{11^3}$

= 1617818,5 kN/m

ii. Waktu periode alami (T)

Periode alami arah x (T_x) = $2\pi \sqrt{\frac{W'}{g \, Kx}}$

= $2\pi \sqrt{\frac{6378{,}173}{9{,}81 \, x \; 1617818{,}5}}$

= 0,126 detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa

$T_X \quad < \quad T_0$

0,126 < 0,142

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016), koefisien respons gempa elastis arah x (C_{smx}) menggunakan persamaan 3.36 berikut.

$$C_{smx} = S_{DS} - A_s \frac{Tx}{T_0} + A_s$$

$$= 1,35 - 0,36 \frac{0,126}{0,142} + 0,36$$

$$= 1,391$$

c) Faktor modifikasi respons (*R)*

Jembatan Kiringan termasuk jembatan yang memiliki fungsi jalan lingkungan sehingga berdasarkan Tabel 3.26 Kategori Kepentingan Jembatan, Jembatan Kiringan termasuk pada Jembatan Lainnya. Jembatan Kiringan menggunakan 1 pilar beton bertulang, mengacu pada Tabel 3.25 Faktor Modifikasi Respons (*R)* untuk Bangunan Bawah didapatkan nilai $R = 3$.

d) Gaya gempa horizontal arah X

Berdasarkan SNI 2833 (2016) faktor beban lalu lintas untuk gempa pada jembatan majemuk, $\gamma_{EQ} = 0,0$

Berat seismik (W) $= P_{MS\ Struktur\ atas} + P_{MA} + (\gamma_{EQ} \times P_{TD})$

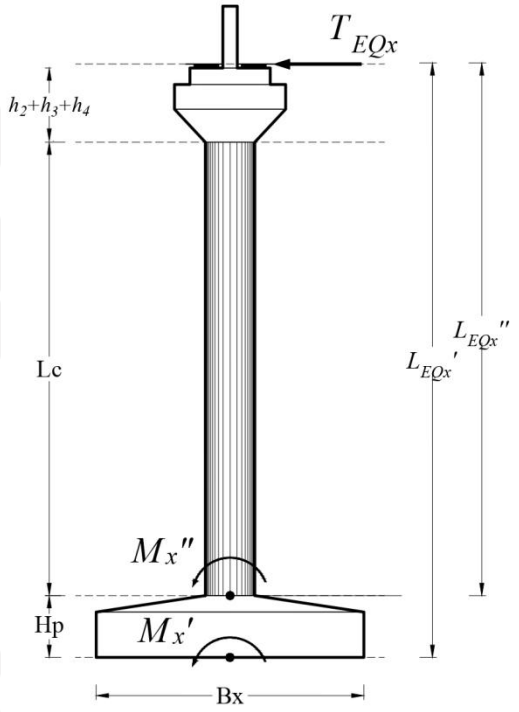
$= 3999,776 + 481,464 + (0,0 \times 772,8)$

= 4481,24 kN

Beban gempa (E_{Qx}) = $\frac{Csmx}{R}$ *x W*

= $\frac{1,391}{3}$ *x* 4481,24

= 2078,05 kN



Gambar 5.169 Beban Gempa Arah X Pada Pilar

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Tx*)= T_{EQx} = 2078,05 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Tx*) = T_{EQx} = 2078,05 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EQx}') = h_{els} + h_2 + h_3 + h_4 + *Lc* + *Hp*

= 0,095+ 0,4+ 0,6+ 0,8 +11 +1,5

= 14,395 m

Lengan terhadap kolom (L_{EQx}") = $h_{els} + h_2 + h_3 + h_4 + Lc$

= 0,095+ 0,4+ 0,6+ 0,8 +11

= 13,295 m

Momen pada *pile cap* (M_x') = $T_{EQx} \, x \, L_{EQx}$

= 2078,05 x 14,395

= 29913,5 kNm

Momen pada kolom (M_x") = $T_{EQx} \, x \, L_{EQx}$

= 2078,05 x 13,295

= 27627,7 kNm

2) Beban gempa horizontal arah y (EQ_Y)

Beban gempa horizontal arah y (EQ_y) merupakan beban gempa yang bekerja secara melintang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_Y dilakukan dengan langkah yang sama pada perhitungan sebelumnya.

Berat tributari (*W'*) = 6378,173 kN

Tinggi kolom (*L*) = 11 m

Tebal kolom (*h*) = 1,2 m

Lebar ekivalen (B_E) = 4,242 m

Momen Inersia arah y *(Iy)* = $\frac{1}{12} \, x \, B_E \, x \, h^3$

= $\frac{1}{12}$ x 4,242 x $1{,}2^3$

$= 0{,}611\ m^4$

Kekakuan arah y (K_Y) $= \frac{12\ E\ Iy}{L^3}$

$= \frac{12\ x\ 23500000\ x\ 0{,}611}{11^3}$

$= 129435{,}42$ kN/m

Periode alami arah y (T_Y) $= 2\pi \sqrt{\frac{W'}{g\ Ky}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{6378{,}173}{9{,}81\ x\ 129435{,}42}}$

$= 0{,}445$ detik

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan bahwa

$T_0 < T_y \leq T_S$

$0{,}142 < 0{,}445 < 0{,}711$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah y (C_{smy}) menggunakan persamaan 3.22 berikut.

$C_{smy} = S_{DS}$

$= 1{,}35$

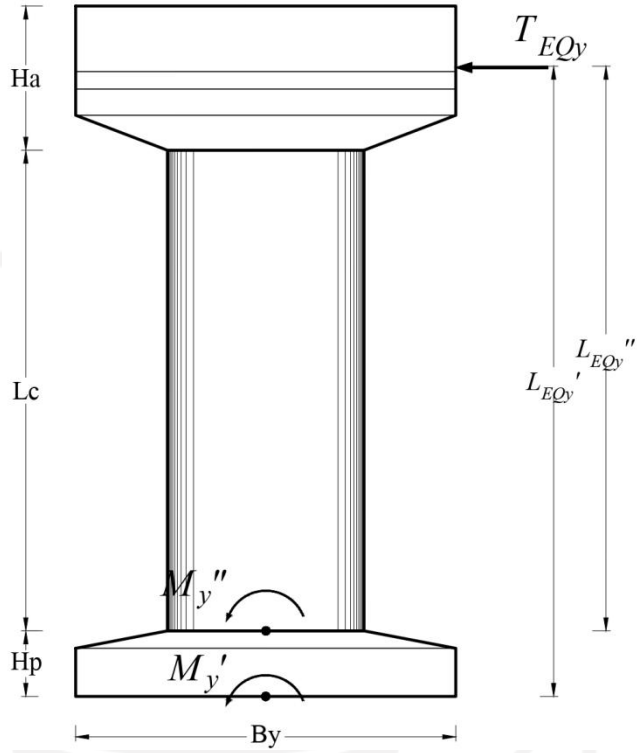
Faktor modifikasi respons (R) $= 3$

Berat seismik (W) $= 4481{,}24$ kN

Beban gempa arah y (T_{EQY}) $= \frac{Csmy}{R}\ x\ W$

$= \frac{1{,}35}{3}\ x\ 4481{,}24$

$= 2016{,}558$ kN



Gambar 5.170 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar

Gaya horizontal pada *pile cap* (*Ty*)= T_{EQy} = 2016,558 kN

Gaya horizontal pada kolom (*Ty*) = T_{EQy} = 2016,558 kN

Lengan terhadap *pile cap* (L_{EQy}') = $h_{els} + h_2 + h_3 + h_4 + Lc + Hp$

= 0,095+ 0,4+ 0,6+ 0,8 +11 +1,5

= 14,395 m

Lengan terhadap kolom (L_{EQy}'') = $h_{els} + h_2 + h_3 + h_4 + Lc$

= 0,095+ 0,4+ 0,6+ 0,8 +11

= 13,295 m

Momen pada *pile cap* (M_y') = $T_{EQy} \, x \, L_{EQy}$'

= 2016,558 x 14,395

= 29028,3 kNm

Momen pada kolom (M_y") = T_{EQy} x L_{EQy}"

= 2016,558 x 13,295

= 26810,1 kNm

j. Beban gesekan perletakan (*BF*)

Beban gesekan perletakan (B_F) ditempatkan di kedua sisi pertelakan sehingga menghasilkan resultan gaya = 0.

k. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada pilar dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.87 Rekapitulasi Beban Pada *Pile Cap* Pilar

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1.	Berat sendiri	*MS*	8672,0				
2.	Beban mati tambahan	*MA*	481,5				
B.	Beban lalu lintas						
3.	Beban Lajur "D"	*TD*	1422,1				
4.	Beban pejalan kaki	*TP*	405,0				
5.	Gaya rem	*TB*		106,0		1823,2	

Lanjutan Tabel 5.87 Rekapitulasi Beban Pada *Pile Cap* Pilar

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
C.	Beban aksi lingkungan						
6.	Beban akibat aliran air	EU_1		59,4	25,2	191,2	81,2
7.	Beban tumbukan kayu	EU_3			470,4		554,9
8.	Beban angin struktur atas	EW_{S1}			321,6		5643,3
9.	Beban angin arah x	EW_{S2}		148,6		1285,4	
10.	Beban angin arah y	EW_{S3}			33,6		290,7
11.	Beban angin kendaraan	EW_L	135,2				
12.	Beban gempa vertikal	*EQv*	4839,7				
13.	Beban gempa arah x	*EQx*		2078,1		29913,5	
14.	Beban gempa arah y	*EQy*			2016,6		29028,3

Tabel 5.88 Rekapitulasi Beban Pada Kolom Pilar

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1.	Berat sendiri	*MS*	8672,0				
2.	Beban mati tambahan	*MA*	481,5				
B.	Beban lalu lintas						
3.	Beban Lajur “D”	*TD*	1422,1				
4.	Beban pejalan kaki	*TP*	405,0				
5.	Gaya rem	*TB*		106,0		1706,6	

Lanjutan Tabel 5.87 Rekapitulasi Beban Pada Kolom Pilar

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
C.	Beban aksi lingkungan						
6.	Beban akibat aliran air	EU_1		59,4	25,2	102,2	43,4
7.	Beban tumbukan kayu	EU_3			470,4		386,4
8.	Beban angin struktur atas	EW_{S1}			321,6		5161,0
9.	Beban angin arah x	EW_{S2}		148,6		1062,5	
10.	Beban angin arah y	EW_{S3}			33,6		240,3
11.	Beban angin kendaraan	EW_L	135,2				
12.	Beban gempa vertikal	*EQv*	4839,7				
13.	Beban gempa arah x	*EQx*		2078,1		27627,7	
14.	Beban gempa arah y	*EQy*			2016,6		26810,1

l. Kombinasi beban

1) Kombinasi beban *pile cap* pilar

Kombinasi beban yang digunakan pada tepi *pile cap* pilar adalah kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa dan kombinasi daya layan. Hal ini dikarenakan tepi *pile cap* (fondasi) direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.89 Kombinasi dan Faktor Beban Pada *Pile Cap* Pilar

Keadaan batas	*MS* *MA*	*TD* *TB* *TP*	*EU*	*EWs*	EW_L	*EQ*
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	-

Adapun faktor beban γ_P pada keadaan batas ekstrem I diambil dari kondisi batas layan pada masing- masing beban sedangkan faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) pada keadaan batas ekstrem I ditentukan berdasarkan Tabel 3.27 untuk kategori jembatan lainnya. Sehingga diperoleh nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} sebagai berikut.

Tabel 5.90 Faktor Beban Pada *Pile Cap* Pilar

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	$\gamma_{TAaktif}$	$\gamma_{TApasif}$	γ_{EQ}
Kondisi batas layan	1,00	1,00	1,00-	1,00	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	1,00-	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Ekstrem I $= MS + MA + EU + EQ$

Layan I $= MS + MA + TD + TB + TP + EU + 0{,}3\ EWs + EW_L$

Layan II $= MS + MA + 1{,}3TD + 1{,}3TB + 1{,}3\ TP + EU$

Layan III = $MS + MA + 0{,}8\ TD + 0{,}8\ TB + 0{,}8\ TP + EU$

Layan IV = $MS + MA + EU + 0{,}7\ EWs$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.91 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	191,2	81,2
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		554,9
Beban gempa vertikal	*EQv*	1	4839,7				
Beban gempa arah x	*EQx*	1		2078,1		29913,5	
Beban gempa arah y	*EQy*	1			2016,6		29028,3
Jumlah			13993,2	2137,4	2512,2	30104,8	29664,4

Tabel 5.92 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan I Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban Lajur “D”	*TD*	1	1422,1				
Beban pejalan kaki	*TP*	1	405,0				

Lanjutan Tabel 5.92 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Gaya rem	*TB*	1		106,0		1823,2	
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	191,2	81,2
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		554,9
Beban angin struktur atas	EW_S	0,3			96,5		1693,0
Beban angin arah x	EW_{S2}	0,3		44,6		385,6	
Beban angin arah y	EW_{S3}	0,3			10,1		87,2
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			11115,7	210,0	602,2	2400,1	2416,3

Tabel 5.93 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan II Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban Lajur “D”	*TD*	1,3	1848,8				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,3	526,5				
Gaya rem	*TB*	1,3		137,8		2370,2	
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	191,2	81,2
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		554,9
Jumlah			11528,7	197,2	495,6	2561,4	636,1

Tabel 5.94 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan III Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban Lajur "D"	*TD*	0,8	1137,7				
Beban pejalan kaki	*TP*	0,8	324,0				
Gaya rem	*TB*	0,8		84,8		1458,6	
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	191,2	81,2
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		554,9
Jumlah			10615,2	144,2	495,6	1649,8	636,1

Tabel 5.95 Rekapitulasi Kombinasi Daya Layan IV Pada *Pile Cap* Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	191,2	81,2
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		554,9
Beban angin struktur atas	EW_{S1}	0,7			225,1		3950,3
Beban angin arah x	EW_{S2}	0,7		104,0		899,8	
Beban angin arah y	EW_{S3}	0,7			23,5		203,5
Jumlah			9153,5	163,4	744,2	1091,0	4789,8

Tabel 5.96 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *PIle Cap* Pilar

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Ekstrem I	13993,2	2137,4	2512,2	30104,8	29664,4
Daya Layan I	11115,7	210,0	602,2	2400,1	2416,3
Daya Layan II	11528,7	197,2	495,6	2561,4	636,1
Daya Layan III	10615,2	144,2	495,6	1649,8	636,1
Daya Layan IV	9153,5	163,4	744,2	1091,0	4789,8

2) Kombinasi beban kolom pilar

Kombinasi beban yang digunakan pada kolom pilar adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.97 Kombinasi dan Faktor Beban Pada Kolom Pilar

Keadaan batas	***MS*** ***MA***	***TD*** ***TB*** ***TP***	***EU***	***EWs***	EW_L	***EQ***
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	1,00	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	1,00	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00

Dengan nilai masing- masing faktor beban γ_p sebagai berikut.

Tabel 5.98 Faktor Beban Pada Kolom Pilar

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Kondisi Batas Ultimit	1,3	2	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I $= 1{,}3MS + 2MA + 1{,}8TD + 1{,}8TB + 1{,}8TP + EU + EW_L$

Kuat II $= 1{,}3MS + 2MA + 1{,}4TD + 1{,}4TB + 1{,}4TP + EU + EW_L$

Kuat III $= 1{,}3MS + 2MA + EU + 1{,}4\,EWs$

Kuat IV $= 1{,}3MS + 2MA + EU$

Kuat V $= 1{,}3MS + 2MA + EU + 0{,}4\,EWs + EW_L$

Ekstrem I $= 1{,}3MS + 2MA + EU + EQ$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.99 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat sendiri	*MS*	1,3	11273,6				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban Lajur “D”	*TD*	1,8	2559,8				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,8	729,0				
Gaya rem	*TB*	1,8		190,8		3071,9	

Lanjutan Tabel 5.99 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			15660,5	250,2	495,6	3174,0	429,8

Tabel 5.100 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	11273,6				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban Lajur “D”	*TD*	1,4	1991,0				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,4	567,0				
Gaya rem	*TB*	1,4		148,4		2389,2	
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			14929,7	207,8	495,6	2491,4	429,8

Tabel 5.101 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	11273,6				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Beban angin struktur atas	EW_S	1,4			450,2		7225,3
Beban angin arah x	EW_{S2}	1,4		208,0		1487,5	
Beban angin arah y	EW_{S3}	1,4			47,0		336,4
Jumlah			12236,5	267,4	992,8	1589,6	7991,5

Tabel 5.102 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	11273,6				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Jumlah			12236,5	59,4	495,6	102,2	429,8

Tabel 5.103 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat sendiri	*MS*	1,3	11273,6				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Beban angin struktur atas	EW_S	0,4			128,6		2064,4
Beban angin arah x	EW_{S2}	0,4		59,4		425,0	
Beban angin arah y	EW_{S3}	0,4			13,4		96,1
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			12371,7	118,8	637,7	527,1	2590,3

Tabel 5.104 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada Kolom Pilar

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	*Tx*	*Ty*	*Mx*	*My*
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Berat sendiri	*MS*	1	8672,0				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban akibat aliran air	EU_1	1		59,4	25,2	102,2	43,4
Beban tumbukan kayu	EU_3	1			470,4		386,4
Beban gempa vertikal	*EQ*	1	4839,7				
Beban gempa arah x	*EQ*	1		2078,1		27627,7	
Beban gempa arah y	*EQ*	1			2016,6		26810,1
Jumlah			13993,2	2137,4	2512,2	27729,8	27239,9

Tabel 5.105 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom PIlar

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	15660,5	250,2	495,6	3174,0	429,8
Kuat II	14929,7	207,8	495,6	2491,4	429,8
Kuat III	12236,5	267,4	992,8	1589,6	7991,5
Kuat IV	12236,5	59,4	495,6	102,2	429,8
Kuat V	12371,7	118,8	637,7	527,1	2590,3
Ekstrem I	13993,2	2137,4	2512,2	27729,8	27239,9

3. Analisis Pembebanan pada *Pier Head*

   Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada *pier head.*

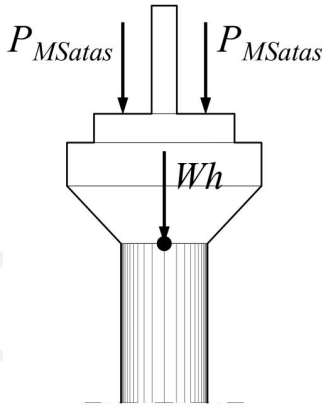
   a. Berat sendiri (*MS*)

      Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

      Berat sendiri struktur atas ($P_{MS\ atas}$) = 3999,776 kN

      Berat sendiri *pier head* (*Wh*) = 777,060 kN

      Total berat sendiri (P_{MS}) = 4776,836 kN



Gambar 5.171 Reaksi Perletakan Berat Sendiri Struktur Atas

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Beban mati tambahan (P_{MA}) = 481,464 kN

c. Beban lajur "D" (*TD*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Beban lajur "D" (P_{TD}) = 1422,12 kN

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

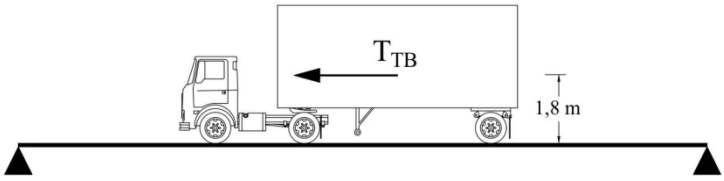
Beban pejalan kaki (P_{TP}) = 405 kN

e. Beban gaya rem (*TB*)

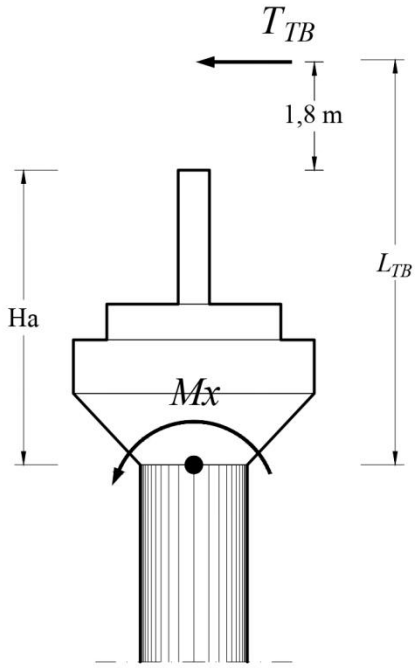
Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Beban gaya rem (T_{TB}) = 106 kN

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.172 Beban Gaya Rem Pada *Pier Head*



Gambar 5.173 Jarak Lengan Beban Gaya Rem Pada *Pier Head*

Lengan terhadap *pier head* (L_{TB}) = 1,8 + *Ha*

= 1,8 + 3,3

= 5,1 m

Momen terhadap *pier head* (M_X) = T_{TB} x L_{TB}'

= 106 x 5,1

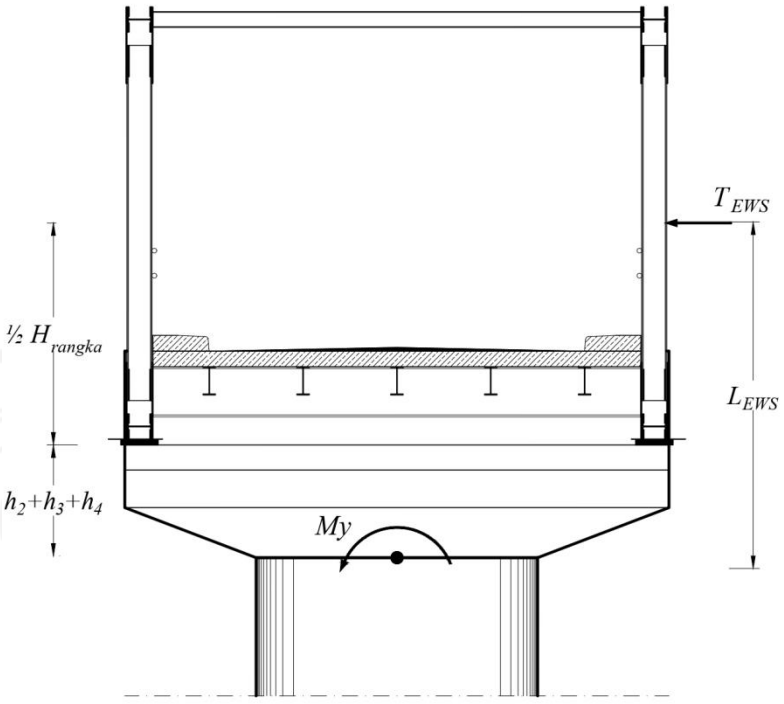
= 540,6 kNm

f. Beban angin (*EW*)

1) Beban angin struktur atas (EW_{S1})

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Gaya angin horizontal (T_{EWS}) = 321,555 kN



Gambar 5.174 Beban Angin Struktur Pada *Pier Head*

Lengan terhadap *pier head* (L_{EWS}) = ½ H_{rangka} + h_2 + h_3 + h_4

= ½ 6,5 + 0,4 + 0,6 + 0,8

= 5,05 m

Momen terhadap *pier head* (M_y) = T_{EWSl} x L_{EWS}

= 321,5 x 5,05

= 1623,9 kNm

2) Beban angin kendaraan (EW_L)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Beban angin kendaraan (P_{EWL}) = 135,154 kN

g. Gempa vertikal (EQ_V)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

Beban gempa vertikal (P_{EQV}) = 4839,739 kN

h. Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada *pier head* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.106 Rekapitulasi Beban Pada *Pier Head*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
A.	Beban permanen						
1	Berat sendiri	*MS*	4776,8				
2	Beban mati tambahan	*MA*	481,5				

Lanjutan Tabel 5.106 Rekapitulasi Beban Pada *Pier Head*

No.	Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
B.	Beban lalu lintas						
3	Beban Lajur "D"	*TD*	1422,1				
4	Beban pejalan kaki	*TP*	405,0				
5	Gaya rem	*TB*		106,0		540,6	
C.	Beban aksi lingkungan						
6	Beban angin struktur atas	EW_{S1}			321,6		1623,9
7	Beban angin kendaraan	EW_L	135,2				
8	Beban gempa vertikal	*EQv*	4839,7				

i. Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada *pier head* adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem sebagai berikut.

Tabel 5.107 Kombinasi dan Faktor Beban Pada *Pier Head*

Keadaan batas	***MS*** ***MA***	***TD*** ***TB*** ***TP***	***EWs***	EW_L	***EQ***
Kuat I	γ_p	1,8	-	1,00	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	1,00	-
Kuat III	γ_p	-	1,40	-	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	0,40	1,00	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,00

Dengan nilai masing- masing faktor beban γ_p sebagai berikut.

Tabel 5.108 Faktor Beban Pada *Pier Head*

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Kondisi Batas Ultimit	1,3	2	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I $= 1{,}3MS + 2MA + 1{,}8TD + 1{,}8TB + 1{,}8TP + EW_L$

Kuat II $= 1{,}3MS + 2MA + 1{,}4TD + 1{,}4TB + 1{,}4TP + EW_L$

Kuat III $= 1{,}3MS + 2MA + 1{,}4\ EWs$

Kuat IV $= 1{,}3MS + 2MA$

Kuat V $= 1{,}3MS + 2MA + 0{,}4\ EWs + EW_L$

Ekstrem I $= 1{,}3MS + 2MA + EQ$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.109 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	6209,9				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban Lajur “D”	*TD*	1,8	2559,8				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,8	729,0				

Lanjutan Tabel 5.109 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Gaya rem	*TB*	1,8		190,8		973,1	
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			10596,8	190,8	0,0	973,1	0,0

Tabel 5.110 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	6209,9				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban Lajur “D”	*TD*	1,4	1991,0				
Beban pejalan kaki	*TP*	1,4	567,0				
Gaya rem	*TB*	1,4		148,4		756,8	
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			9865,9	148,4	0,0	756,8	0,0

Tabel 5.111 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	6209,9				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban angin struktur atas	EW_S	1,4			450,2		2273,4
Jumlah			7172,8	0,0	450,2	0,0	2273,4

Tabel 5.112 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	6209,9				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Jumlah			7172,8	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabel 5.113 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1,3	6209,9				
Beban mati tambahan	*MA*	2	962,9				
Beban angin struktur atas	EW_S	0,4			128,6		649,5
Beban angin kendaraan	EW_L	1	135,2				
Jumlah			7308,0	0,0	128,6	0,0	649,5

Tabel 5.114 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I Pada *Pier Head*

Beban	Kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
			kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Berat sendiri	*MS*	1	4776,8				
Beban mati tambahan	*MA*	1	481,5				
Beban gempa vertikal	*EQ*	1	4839,7				
Jumlah			10098,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabel 5.115 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Pier Head*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	10596,8	190,8	0,0	973,1	0,0
Kuat II	9865,9	148,4	0,0	756,8	0,0
Kuat III	7172,8	0,0	450,2	0,0	2273,4
Kuat IV	7172,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Kuat V	7308,0	0,0	128,6	0,0	649,5
Ekstrem I	10098,0	0,0	0,0	0,0	0,0

4. Desain Tulangan Pilar

Setelah dilakukan analisis pembebanan pada pilar, selanjutnya tiap bagian pada pilar didesain tulangannya berdasarkan analisis beban di atas.

a. Kolom pilar

Desain tulangan pada kolom pilar mengacu pada SNI 2847 (2019) dan RSNI T12 (2004). Perhitungan dilakukan pada sumbu lemah yakni sumbu X dengan langkah- langkah sebagai berikut.

1) Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar yakni pada keadaan batas ekstrem I sebagai berikut.

Tabel 5.116 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Kolom

Kombinasi	Lebar = B_E			Lebar = 1 m		
	P	***Tx***	***Mx***	***P***	***Tx***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	15660,5	250,2	3174,0	3691,4	59,0	748,2
Kuat II	14929,7	207,8	2491,4	3519,1	49,0	587,2
Kuat III	12236,5	267,4	1589,6	2884,3	63,0	374,7
Kuat IV	12236,5	59,4	102,2	2884,3	14,0	24,1
Kuat V	12371,7	118,8	527,1	2916,1	28,0	124,3
Ekstrem I	13993,2	2137,4	27729,8	3298,4	503,8	6536,2
Maksimum				3298,4	503,8	6536,2

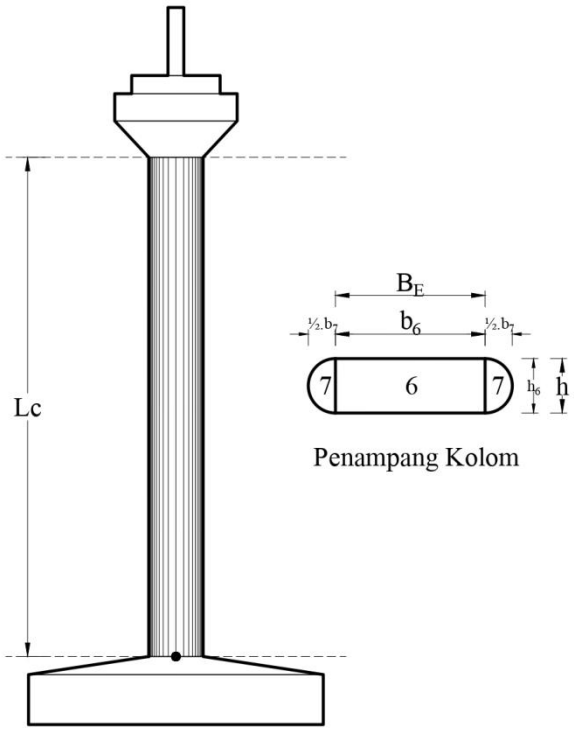
Pu = 3298,4 kN

Vu = 503,8 kN

Mu = 6536,2 kNm

2) Perhitungan sifat penampang

Dimensi kolom dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.175 Dimensi Penampang Kolom

Modulus elastisitas beton (E_c)= 23500000 kN/m^2

Luas penampang kolom (A) $= (b_6 \, x \, h_6) + (¼ \, \pi \, h_7^2)$

$= (3{,}3 \, x \, 1{,}2) + (¼ \, \pi \, 1{,}2^2)$

$= 5{,}091$ m^2

Lebar ekivalen (B_E) $= \frac{A}{h}$

$= \frac{5{,}091}{1{,}2}$

$= 4{,}242$ m

Momen Inersia arah x *(Ix)* $= \frac{1}{12} \, x \, B_E \, x \, h^3$

$= \frac{1}{12}$ x 4,242 x $1{,}2^3$

$= 0{,}611 \text{ m}^4$

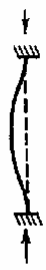
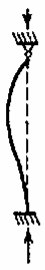
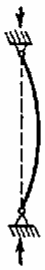
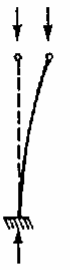
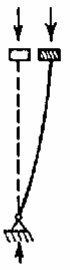
Jari- jari girasi (r_c) $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{0{,}611}{5{,}091}}$

$= 0{,}346 \text{ m}$

3) Cek nilai kelangsingan kolom

Faktor panjang efektif (K) ditentukan berdasarkan gambar di bawah ini.

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektip (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	= Rotasi terjepit, translasi terjepit = Rotasi bebas, translasi terjepit			= Rotasi terjepit, translasi bebas = Rotasi bebas, translasi bebas		

Gambar 5.176 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : RSNI T-12,2004)

Faktor panjang efektif (K) = 2,2 (untuk kolom bergoyang)

Nilai kelangsingan $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{2{,}2 \text{ x } 11}{0{,}231}$

$= 69{,}859 > 22$

Dikarenakan nilai kelangsingan > 22 maka diperhitungkan faktor pembesaran momen sebagai berikut.

a) Beban mati *breast wall*

$DL = P_{MS} + P_{MA}$

$= 3999{,}776 + 481{,}464$

$= 4481{,}24$ kN

b) Beban lalu lintas *breast wall*

$LL = P_{TD} + P_{TP}$

$= 1545{,}6 + 405$

$= 1950$ kN

c) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\beta_d = \frac{DL}{DL + LL}$$

$$= \frac{4481{,}24}{4481{,}24 + 1950}$$

$= 0{,}697$

d) Kekakuan lentur *breast wall*

$$EI = \frac{0{,}4 \; x \; E_c \; x \; I_c}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0{,}4 \; x \; 23500000 \; x \; 0{,}611}{1 + 0{,}697}$$

$= 3384526$ kN/m^2

e) Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \, x \, EI}{(K \, x \, L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \, x \, 3384526}{(2{,}2 \; x \; 11)^2}$$

= 57038 kN

f) Faktor pembesaran momen

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{Pu}{0{,}75 \, x \, Pc}\right)}$$

$$= \frac{1}{\left(1 - \frac{3298{,}4}{0{,}75 \, x \, 57038}\right)}$$

= 1,084

g) Momen ultimit desain

$Mu = \delta \, x \, Mu$

= 1,084 x 6536,2

= 7087,059 kNm

4) Desain tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok dilakukan menggunakan metode diagram ϕMn-ϕPn dengan faktor reduksi masing- masing sebesar ϕ = 0,9 untuk *Mu* dan ϕ = 0,65 untuk Pu. Berdasarkan RSNI T-12 (2004) untuk dinding dengan ketebalan lebih besar dari 200 mm,

tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 3298,4 kN

Momen ultimit desain (*Mu*) = 7087,059 kNm

Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

Tegangan leleh baja (*fy*) = 400 MPa

Lebar (*b*) = 1000 mm (ditinjau selebar 1m)

Tinggi (*h*) = 1200 mm

Luas penampang breast wall (*A*) = *b* x *h*

= 1000 x 1200

= 1200000 mm^2

Selimut beton (*sb*) = 40 mm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 32 mm

Diameter tulangan geser (*dg*) = 19 mm

Jarak tulangan ke luar beton (*d'*) = *sb* + *dg* + *dp* + 1,5 *dp*

= 40 + 19 + 32 + 1,5x 32

= 139 mm

Tinggi efektif (*d*) = *h* – *d'*

= 1200 – 139

= 1061 mm

Luas tulangan pokok (*Ad*) $= 2\ x\ ¼\ x\ \pi\ x\ dp^2$

$= 2\ x\ ¼\ x\ \pi\ x\ 32^2$

$= 1608{,}495\ mm^2$

Adapun perhitungan diagram interaksi ϕMn-ϕPn yang ditunjukkan di bawah ini merupakan contoh perhitungan dengan rasio tulangan minimum yakni 1% pada kondisi *balance*.

- Luas tulangan yang diperlukan

$As_{perlu} = \rho\ x\ b\ x\ h$

$= 1\%\ x\ 1000\ x\ 1200$

$= 12000\ mm^2$

- Luas tulangan tarik dan tekan

$As_{(tarik)} = As'_{(tekan)} = ½\ As_{perlu}$

$= ½\ x\ 12000$

$= 6000\ mm^2$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$S = \frac{Ad\ .b}{As}$

$= \frac{981{,}748\ .1000}{6000}$

$= 268{,}083\ mm$

$\approx 250\ mm$

- Jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{b}{s}$$

$$= \frac{1000}{250}$$

= 4 buah

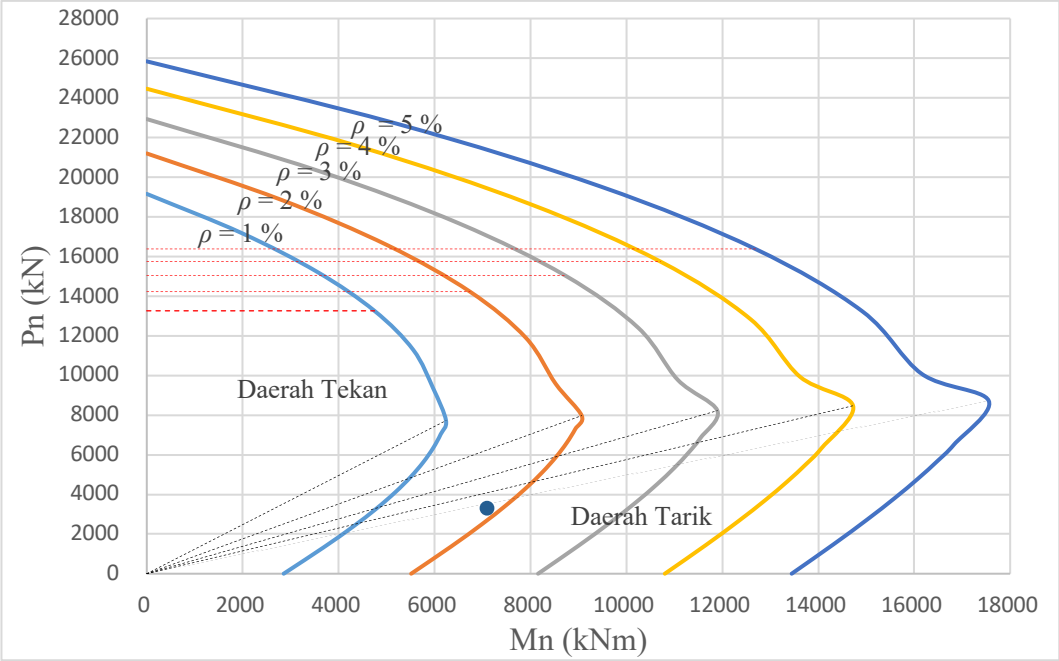
➢ Luas tulangan terpasang

$As_{terpasang} = n \times Ad$

= 4 x 1608,495

= 6433,982 mm^2

Diagram interaksi ϕMn-ϕPn dapat dilihat pada tabel dan gambar di bawah ini.



Gambar 5.177 Diagram Interaksi ϕMn-ϕPn Pada Kolom Pilar

Dari diagram di atas dapat dilihat bahwa beban berada diantara kurva rasio tulangan 1%-2%, maka digunakan rasio tulangan 2%. Dapat

dikatakan bahwa beban yang bekerja masih mampu ditahan oleh kolom pada kondisi kegagalan tarik yang dominan.

- Cek tulangan

ρ_{pakai} = 2%

As_{pakai} = ρ x b x h

= 2% x 1000 x 1200

= 24000 mm^2

$As_{(tarik)}$ = $As'_{(tekan)}$ = ½ As_{pakai}

= ½ x 24000

= 12000 mm^2

S = $\frac{Ad\ .b}{As}$

= $\frac{1608{,}495\ .1000}{12000}$

= 134,041 mm

≈ 100 mm

n = $\frac{b}{S}$

= $\frac{1000}{100}$

= 10 buah

$As_{terpasang}$ = n x Ad

= 10 x 1608,495

= 16084,95 mm^2

$$As_{min1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4\ x\ fy}\ x\ b\ x\ d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4\ x\ 400}\ x\ 1000\ x\ 1064$$

$$= 3325\ mm^2$$

$$As_{min2} = \frac{1,4}{fy}\ x\ b\ x\ d$$

$$= \frac{1,4}{400}\ x\ 1000\ x\ 1064$$

$$= 3724\ mm^2$$

$$As_{max} = 0,85\ x\ \frac{3}{7}\ x\ \beta_1\ x\ \frac{f'c}{fy}\ x\ b\ x\ d$$

$$= 0,85\ x\ \frac{3}{7}\ x\ 0,85\ x\ \frac{25}{400}\ x\ 1000\ x\ 1064$$

$$= 20591,25\ mm^2$$

$As_{min} < As_{terpasang} < As_{max}$

$3724 < 16084,95 < 20591,25$ **OK!**

Maka digunakan tulangan pokok **D32-100**

5) Cek stabilitas *P*-Δ

Berdasarkan SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar baik dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$\Delta Pu < 0,25\phi Mn$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 3298,358 kN

Momen ultimit (*Mu*) = 7087,059 kNm

Momen lentur nominal (*Mn*) = 6800 kNm (Dari grafik Mn- Pn)

Faktor reduksi lentur (ϕ) = 0,9

Momen inersia penampang (*I*) = 0,611 m^4

Modulus elastisitas beton (*E*) = 23500000 kN/m^2

Faktor modifikasi respoon (*R*) = 3

Periode mode getar arah x (T_x) = 0,126 detik

Periode panjang (*Ts*) = 0,711 detik

1,25 *Ts* = 0,899 detik

Dikarenakan $T_x < 1{,}25\ T_s$, maka :

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right)\frac{1{,}25\ T_s}{T} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{0{,}899}{0{,}126} + \frac{1}{3}$$

$$= 5{,}038$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis

$$\Delta_e = \frac{Mu\ x\ L^2}{EI}$$

$$= \frac{7087{,}059\ x\ 11^2}{23500000\ x\ 0{,}611}$$

$$= 0{,}06 \text{ m}$$

Perpindahan titik *breast wall* terhadap dasar fondasi

$\Delta = R_d \Delta_e$

$= 5{,}038 \; x \; 0{,}06$

$= 0{,}301$ m

Sehingga :

$\Delta Pu < 0{,}25 \phi Mn$

$0{,}301 \; x \; 3298{,}36 < 0{,}25 \times 0{,}9 \times 6800$

992,559 kNm < 1530 kNm **STABIL**

Maka *breast wall* dikatakan stabil.

6) Desain tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal hasil pembebanan *breast wall* pada kombinasi ekstrem I sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 3298,358 kN

Gaya geser rencana (*Vu*) = 503,819 kN

Diameter tulangan geser (*dg*) = 19 mm

Luas satu tulangan (A_1D) = ¼ x π x 19^2

= 283,529 mm^2

Lebar (*b*) = 1000 mm (ditinjau selebar 1m)

Tinggi (*h*) = 1200 mm

Luas penampang (*A*) = 1200000 mm^2

a) Jarak tulangan ke luar beton

d' = $sb + dg + dp + 1{,}5\ dp$

= 40 + 19 + 32 + 1,5 x 32

= 139 mm

b) Tinggi efektif

d = $h - d'$

= 1200 – 136

= 1061 mm

c) Gaya geser yang mampu ditahan beton

ϕV_c = $0{,}75\ x\ \left(1 + \frac{Pu}{14\ Ag}\right) x \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right)\ x\ b\ x$ d

= $0{,}75\ x\ (1 + \frac{3298{,}358}{14 \text{ x } 1200000})$ x $(\frac{\sqrt{25}}{6})$ x 1000 x 1061 x 10^{-3}

= 795,906 kN > 503,819 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

Maka digunakan tulangan geser **D19- 150**

7) Desain tulangan pengekang

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (Pu) = 3298,358 kN

Gaya tekan nominal (Pn) = 14223 kN (Dari grafik Mn- Pn)

Sehingga,

$Pu \quad \leq 0{,}5\ \phi Pn$

3298,358 < 0,5 x 0,65 x 14223

3298,358 < 4622,539 kN

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) tidak perlu digunakan. Sehingga digunakan tulangan pengekang **D13-300/300.**

b. *Pier head*

Desain tulangan *pier head* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.117 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Pier Head*

Kombinasi	**Lebar = 8,7 m**			**Lebar = 1 m**		
	P	***Tx***	***Mx***	***P***	***Tx***	***Mx***
	kN	**kN**	**kNm**	**kN**	**kN**	**kNm**
Kuat I	10596,8	190,8	973,1	1218,0	21,9	111,8
Kuat II	9865,9	148,4	756,8	1134,0	17,1	87,0
Kuat III	7172,8	0,0	0,0	824,5	0,0	0,0
Kuat IV	7172,8	0,0	0,0	824,5	0,0	0,0
Kuat V	7308,0	0,0	0,0	840,0	0,0	0,0
Ekstrem I	10098,0	0,0	0,0	1160,7	0,0	0,0
Maksimum				1218,0	21,9	111,8

1) Tulangan pokok

Gaya tekan ultimit *pier head* (*Pu*) = 1218,0 kN

Gaya geser ultimit *pier head* (*Vu*) = 21,9 kN

Momen ultimit *pier head* (*Mu*) = 111,8 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 25 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 25 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *pier head* (*h*) = 3300 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 40 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$= \frac{111,8}{0,9}$

= 124,276 kNm

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$d = h - sb - ½\ dp$

$= 3300 - 40 - ½ \cdot 25$

= 3247,5 mm

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$$= \frac{124{,}276 \cdot 10^6}{1000 \cdot 3247{,}5^2}$$

$$= 0{,}012 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai *m*

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

$$= \frac{400}{0{,}85 \cdot 25}$$

$$= 18{,}824$$

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0{,}85 \cdot \beta 1 \cdot f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0{,}0271$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}0271$$

$$= 0{,}0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1{,}4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{18,824}\ x\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ .18,824\ .0,012}{400}}\right)$$

$$= 0,00004$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,002$

f) Menghitung luas tulangan pokok

$As = \rho$ x b x d

$= 0,002$ x 1000 x 3247,5

$= 6495$ mm^2

g) Menghitung jarak tulangan pokok

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$$= \frac{\pi/_4\ .32^2\ .\ 1000}{6495}$$

$= 75,577$ mm

≈ 75 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}\ \text{x}\ A1d$$

$$= \frac{1000}{75}\ \text{x}\ \pi/_4\ \text{x}\ 25^2$$

$= 6545$ mm^2

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D25-75**

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

As' = 50% x As

= 50% x 6495

= 3247 mm^2

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$S_{bagi} = \frac{A1d \,.b}{As'}$

$= \frac{\pi/_4 .25^2 \,.\, 1000}{3247}$

= 151,154 mm

≈ 150 mm < 450 mm OK

c) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}}$ x $A1d$

$= \frac{1000}{150}$ x $\pi/_4 . 25^2$

= 3272,5 mm^2

$As_{perlu} > As'$

Maka digunakan tulangan bagi **D25-150**

3) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$V_c = 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$

$= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 3247{,}5 \times 10^{-3}$

$= 2706$ kN

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \times V_c$

$= 0{,}75 \times 2706$

$= 2029{,}7$ kN > 190,8 kN

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

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

i. $0{,}5\ h_c = 0{,}5 \times 3300$

$= 1650$ mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

5.2.4 Fondasi Pilar

Fondasi berfungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas jembatan ke tanah dasar. Jenis fondasi yang digunakan pada perencanaan fondasi pilar adalah fondasi tiang bor (*bored pile*).

1. Data Teknis

   a. Material *bored pile*

      Berat volume beton (γ_C) = 24 kN/m^3

      Mutu beton (*f'c*) = 25 MPa

      Mutu baja (*fy*) = 400 MPa

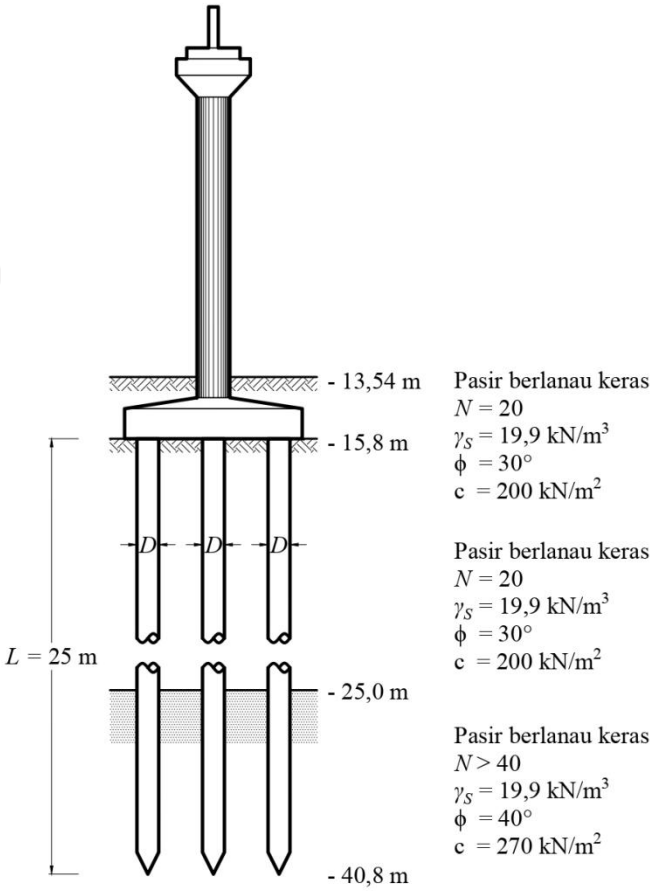
      Modulus elastisitas beton (*Ec*) = 4700 x $\sqrt{f'c}$

      = 4700 x $\sqrt{25}$

      = 23500 MPa

   b. Data tanah *end bearing bored pile*

      Data tanah yang digunakan adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BM2. Tanah keras berada pada kedalaman 25 m dari permukaan tanah.



Gambar 5.178 Data Tanah Sekitar Pilar

c. Dimensi *pile cap*

Lebar arah memanjang (*Bx*) = 6,5 m

Lebar arah melintang (*By*) = 8,7 m

Tinggi *pile cap* (*Hp*) = 1,5 m

d. Dimensi *bored pile*

Diameter *bored pile* (*D*) = 0,8 m

Luas penampang *bored pile* (*A*) = $¼ \times \pi \times D^2$

= $¼ \times \pi \times 0{,}8^2$

= 0,503 m^2

Panjang *bored pile* (*L*) = 25 m

e. Susunan *bored pile*

Jumlah *bored pile* arah X (*nx*) = 3 buah

Jumlah *bored pile* arah Y (*ny*) = 4 buah

Jarak as *bored pile* arah X (a*x*) = 2,4 m ≥ *3D*

= 2,4 m ≥ 3 x 0,8

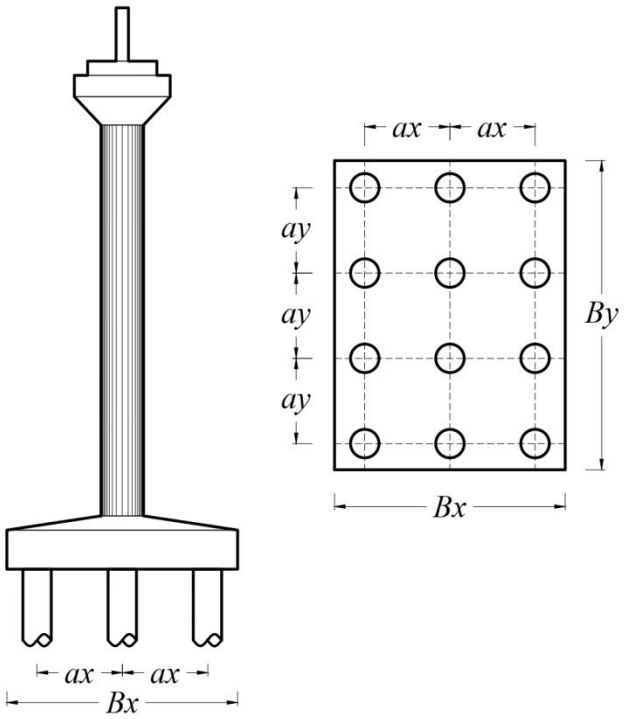
= 2,4 m ≥ 2,4 m OK

Jarak as *bored pile* arah Y (*ay*) = 2,4 m ≥ *3D*

= 2,4 m ≥ 3 x 0,8

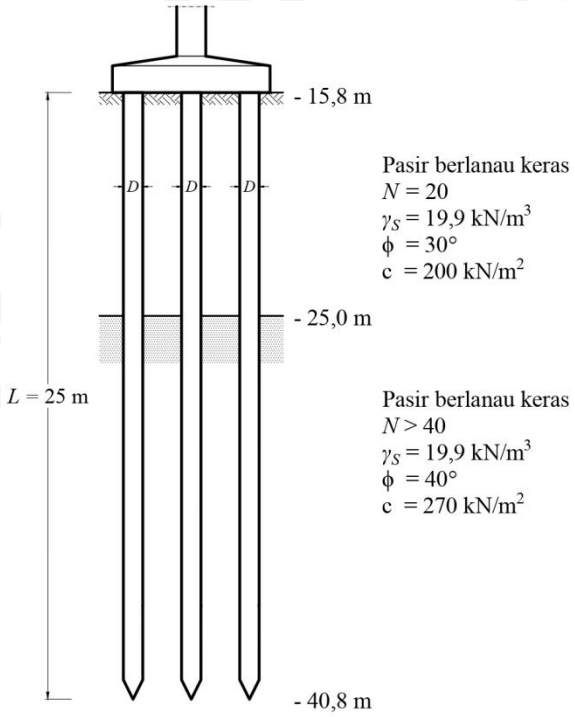
= 2,4 m ≥ 2,4 m OK

Gambar susunan *bored pile* pilar dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.179 Susunan *Bored Pile* Pada Pilar

2. Kapasitas Dukung *Bored Pile*



Gambar 5.180 *Bored Pile* Pada *Pilar*

a. Berdasarkan kekuatan bahan

Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m^3

Mutu beton (*fc'*) = 25 MPa

Diameter *bored pile* (*D*) = 0,8 m

Luas penampang tiang bor (A_p) = 0,503 m^2

Panjang *bored pile* (*L*) = 25 m

Berat 1 *bored Pile* (*W*) = γ_c *x A x L*

= 24 x 0,503 x 25

= 301,593 kN

Tegangan izin beton (*fc*) = 0,45 *fc'*

= 0,45 x 25 x 1000

= 11250 kN/m^2

Kapasitas dukung izin (σ_{Cizin}) = (*A x fc*) - *W*

= (0,503 x 11250) - 301,593

= 5353,274 kN

b. Metode Reese dan Wright (1977)

N pada kedalaman 25 m = 40

Faktor aman (*SF*) = 2

Luas penampang tiang bor (A_p) = 0,503 m^2

Luas selimut tiang bor (A_s) = π *x D x L*

$= \pi$ x 0,8 x 25

$= 62{,}832\ m^2$

Tahanan ujung per satuan luas (f_p) $= 2/3\ N$

$= 2/3$ x 40

$= 26{,}667$ tsf

$= 2816\ kN/m^2$

Tahanan gesek per satuan luas (f_s) $= N/34$

$= 40/34$

$= 1{,}176$ tsf

$= 124{,}235\ kN/m^2$

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) $= A_p\, x\, f_p$

$= 0{,}503$ x 2816

$= 1415{,}476$ kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) $= A_s\, x\, f_s$

$= 50{,}265$ x 124,235

$= 7805{,}934$ kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) $= Q_p + Q_s - W$

$= 1415{,}476 + 7805{,}934 - 301{,}593$

$= 8919{,}817$ kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) $= \frac{Qu}{SF}$

$= \frac{8919,817}{2}$

= 4459,908 kN

c. Metode Metode O'Neil dan Reese (1989)

N pada kedalaman 25 m = 40

Faktor aman (*SF*) = 2

Tegangan referensi (σ_r) = 100 kN/m^2

Nilai β untuk tanah pasir = 0,25

Berdasarkan Tabel 3.38 dan Tabel 3.39 ditentukan nilai sebagai berikut.

Efisiensi pemukul (E_f) = 0,6 (Asumsi tipe pemukul Amerika)

Koreksi diameter lubang bor (C_b) = 1,15 (Asumsi diameter = 200 mm)

Koreksi tipe tabung SPT (C_s) = 1 (Asumsi tipe tabung standar)

Koreksi untuk panjang batang (C_r) = 1 (Asumsi panjang batang > 10m)

N-SPT terkoreksi (N_{60}) $= \frac{1}{0,6} E_f C_b C_s C_r N$

$= \frac{1}{0,6}$ 0,6 x 1,15 x 1 x 1 x 40

= 46

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) $= A_p x (0,6 \sigma_r N_{60})$

= 0,503 x (0,6 x100 x 46)

= 1387,327 kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) $= A_s x (\beta L \gamma s)$

= 50,265 x (0,25 x 25 x 18,9)

= 7422,013 kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) = $Q_p + Q_s - W$

= 1387,327 + 7422,013 - 301,593

= 8507,747 kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) = $\frac{Qu}{SF}$

= $\frac{8507,747}{2}$

= 4253,874 kN

d. Metode Skempton (1966)

Faktor aman (SF) = 2

Diameter tiang bor (d) = 0,8 m

Faktor koreksi (μ) = 0,8 (d < 1 m)

Kohesi di bawah *bored pile* (c) = 270 kN/m^2

Faktor kapasitas dukung (N_c) = 9

Faktor adhesi (α) = 0,45

Tahanan ujung tiang bor (Q_p) = $A_p\, x\, (\mu\, c\, N_c)$

= 0,503 x (0,8 x 270 x 9)

= 977,161 kN

Tahanan gesek tiang bor (Q_s) = $A_s\, x\, (\alpha\, c)$

= 50,265 x (0,45 x 270)

= 7634,070 kN

Kapasitas dukung ultimit (Q_u) $= Q_p + Q_s - W$

$= 977{,}161 + 7634{,}070 - 301{,}593$

$= 8309{,}638$ kN

Kapasitas dukung izin (P_{izin}) $= \frac{Qu}{SF}$

$= \frac{8309{,}638}{2}$

$= 4154{,}819$ kN

3. Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile*

Hasil perhitungan kapasitas dukung *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.118 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin *Bored Pile* Pada Pilar

No.	Kapasitas Dukung	P_{izin} (kN)
1.	Berdasarkan kekuatan bahan	5353,274
2.	Metode Reese dan Wright (1977)	4459,908
3.	Metode O'Neil dan Reese (1989)	4253,874
4.	Metode Skempton (1966)	4154,819
Kapasitas Dukung Izin Satu *Bored Pile*		4154,819

4. Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile*

Kapasitas dukung satu tiang (P_{izin}) = 4154,819 kN

Jumlah tiang dalam kelompok (n) = 12 buah

Jumlah baris tiang (m) = 3 buah

Jumlah tiang dalam satu baris (n') = 4 buah

Jarak as ke as tiang (s) = 2,4 m

Diameter tiang (D) = 0,8 m

θ $= tan^{-1} \frac{0,8}{2,4}$

= 28,072°

Efisiensi kelompok tiang (E_g) $= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'}$

$= 1 - 28,072 \frac{(4-1)x\ 3 + (3-1)x\ 4}{90x3x4}$

= 0,558

Kapasitas Dukung Kelompok (P_g) = E_g *x n x P*

= 0,558 x 12 x 4154,819

= 27826,565 kN

5. Kapasitas Dukung Lateral *Bored Pile*

Perhitungan ini dilakukan untuk mengetahui kapasitas dukung lateral izin yang diterima oleh *bored pile.* Dari perhitungan ini dapat pula diketahui momen yang terjadi pada *bored pile.* Berikut merupakan data yang diperlukan dalam perhitungan.

Overlap bored pile pada pile cap (La) = 1,5 m

Diameter *bored pile* (L) = 0,8 m

Panjang *bored pile* (L) = 25 m

Panjang jepitan *bored pile*, (Ld) = 1/3 × L

= 1/3 × 20

= 8,333 m

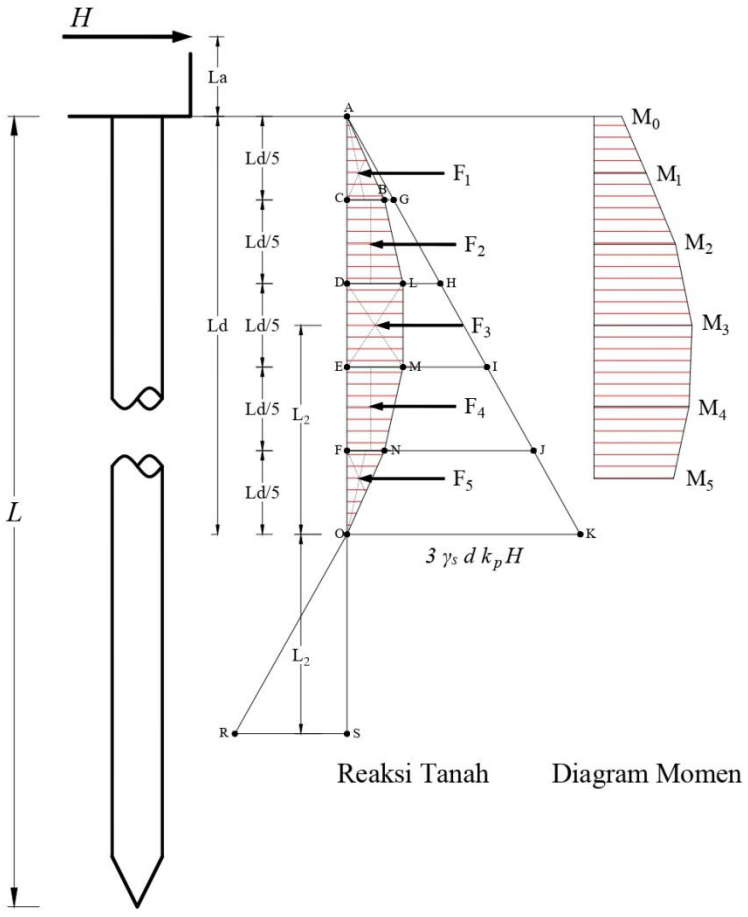
Berat volume tanah timbunan (γs) = 18,9 kN/m^3

Sudut gesek dalam (φ) = 40°

Koefisien tekanan tanah pasif (Kp) = $\tan^2 (45° + \frac{\varphi}{2})$

= tan2 $(45° + \frac{40}{2})$

= 4,559



Gambar 5.181 Diagram Gaya Lateral *Bored Pile* Pada Pilar

4) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif

Perhitungan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.119 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada *Bored Pile*

Kedalaman (*H*)			**Lebar (3.γs.d.H.Kp)**		**Lebar P**		
Kode	**Notasi**	**(m)**	**Kode**	**(kN/m²)**	**Kode**	**Notasi**	**(kN/m²)**
AC	*Ld/5* =	1,67	CG	347,68	CB	4/5 CG =	278,14
AD	*2/5 Ld* =	3,33	DH	695,36	DL	3/5 DH =	417,21
AE	*3/5 Ld* =	5,00	EI	1043,03	EM	2/5 EI =	417,21
AF	*4/5 Ld* =	6,67	FJ	1390,71	FN	1/5 FJ =	278,14
AO	*Ld* =	8,33	OK	1738,39	O	O =	0,00

Tabel 5.120 Perhitungan Momen Akibat Tanah Pasif Pada *Bored Pile*

Kode	**P1**	**P2**	**Kedalaman**		**F**	**Lengan thd.titik O**	**Momen**
			H		$(P_1+P_2)x\frac{H}{2}$		***M***
	(kN/m²)	**(kN/m²)**	**Notasi**	**(m)**	**(kN)**	**(m)**	**(kNm)**
F_1	278,14	0,00	*Ld/5* =	1,67	231,785	7,22	1674,00
F_2	417,21	278,14	*Ld/5* =	1,67	1158,925	5,62	6510,01
F_3	417,21	417,21	*Ld/5* =	1,67	1390,710	4,17	5794,63
F_4	278,14	417,21	*Ld/5* =	1,67	1158,925	2,72	3147,70
F_5	0,00	278,14	*Ld/5* =	1,67	463,570	1,11	515,08
Jumlah					4403,916		17641,42

5) Menghitung kapasitas dukung lateral izin

Dari hasil perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif di atas dapat dihitung gaya lateral yang terjadi.

Kedalaman L_2 $= \frac{\sum M}{\sum F}$

$= \frac{17641,42}{4403,916}$

= 4,006 m

Gaya lateral (H) $= \frac{\sum Fx\ 2L_2}{L2 + Ld + La}$

$= \frac{4403,916\ x\ 2\ x\ 4,006}{4,006 + 8,33 + 1,5}$

= 2549,489 kN

Faktor aman (SF) = 3

Kapasitas dukung lateral izin total

$H_{izin\ total} = \frac{H}{SF}$

$= \frac{2549,489}{3}$

= 849,83 kN

Kapasitas dukung lateral izin satu *bored pile*

$H_{izin\ 1\ pile} = \frac{Hizin}{n}$

$= \frac{849,83}{12}$

= 70,819 kN

6) Menghitung momen akibat gaya lateral

Gaya lateral H menyebabkan momen pada *bored pile* seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.181. Adapun contoh perhitungan momen M_1 adalah sebagai berikut.

Jarak gaya lateral H terhadap F1 (h_1) $= La + \frac{2}{3} \; x \; AC$

$= 1{,}5 + \left(\frac{2}{3}\right) x \; 1{,}67$

$= 2{,}61$ m

Momen akibat gaya lateral H pada F1 (Mh_1) $= H \; x \; h_1$

$= 2549{,}489 \; x \; 2{,}61$

$= 3824{,}2$ kNm

Besarnya momen di titik F1 (M_1) $= Mh_1 - \sum (Fi \; x \; yi)$

$= 3824{,}2 - 0$

$= 3824{,}2$ kNm

Perhitungan momen pada titik yang lain dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.121 Perhitungan Momen Akibat Gaya Lateral Pada *Bored PIle*

Kode	***hi***	***Mhi***	***yi***	**$\sum F \; x \; yi$**					**Momen**
		H x hi		***F1yi***	***F2yi***	***F3yi***	***F4yi***	***F5yi***	***M***
	(m)	**(kNm)**	**(m)**	**(kNm)**					**(kNm)**
M_0	1,5	3824							3824,2
M_1	2,61	6657	0,00	0,0					6657,0
M_2	4,22	10749	1,60	372,0					10376,8
M_3	5,67	14447	1,45	708,2	1681,2				12057,7
M_4	7,12	18145	1,45	1044,5	3362,3	2017,4			11721,3
M_5	8,72	22237	1,60	1416,5	5222,3	4249,4	1860,0		9489,0
Maksimum									12057,7

Momen maksimum yang diizinkan untuk satu *bored pile*

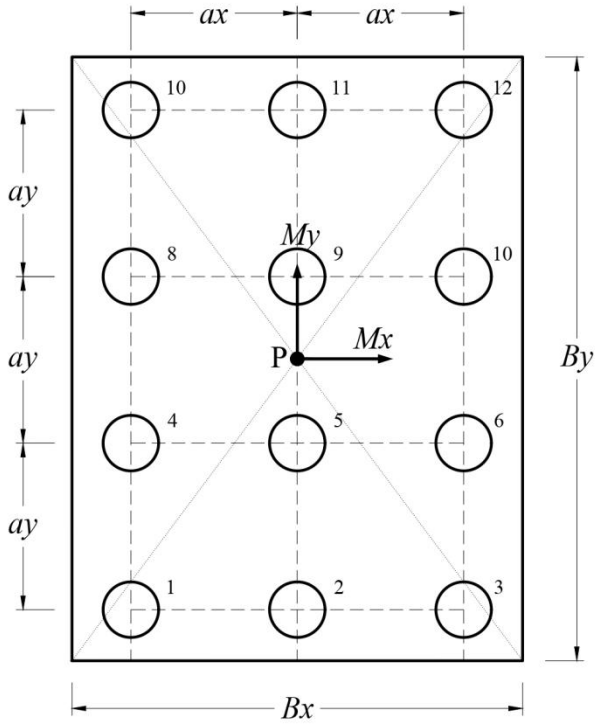
$$Mmax = \frac{\sum M}{n \; x \; SF}$$

$$= \frac{12057,7}{12 \; x \; 3}$$

= 334,936 kNm

6. Beban yang Diterima *Bored Pile*

Perhitungan dilakukan dengan mempertimbangkan momen pada dua arah. Hal ini dikarenakan terdapat dua arah momen yang bekerja pada *pile cap*.



Gambar 5.182 Denah *Bored Pile* Pada Pilar

a) Jarak *bored pile* ke titik berat *Pile Cap*

Jumlah *bored pile* arah X (*nx*) = 3 buah

Jumlah *bored pile* arah Y (*ny*) = 4 buah

Jarak as *bored pile* arah X (a*x*) = 2,4 m

Jarak as *bored pile* arah Y (*ay*) = 2,4 m

Perhitungan jarak tiap *bored pile* ke titik berat dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.122 Jarak Tiap *Bored Pile* ke Titik Berat *Pile Cap* Pilar

No	*xi* (m)	*yi* (m)	x^2	y^2
1.	-2,4	-3,6	5,76	12,96
2.	0	-3,6	0	12,96
3.	2,4	-3,6	5,76	12,96
4.	-2,4	-1,2	5,76	1,44
5.	0	-1,2	0	1,44
6.	2,4	-1,2	5,76	1,44
7.	-2,4	1,2	5,76	1,44
8.	0	1,2	0	1,44
9.	2,4	1,2	5,76	1,44
10.	-2,4	3,6	5,76	12,96
11.	0	3,6	0	12,96
12.	2,4	3,6	5,76	12,96
Jumlah			46,08	86,4

b) Beban yang diterima *bored pile*

Bored pile yang dihitung adalah *bored pile* yang menerima beban paling besar yakni *bored pile* no. 12. Berikut ini merupakan perhitungan beban yang diterima oleh *bored pile* pada kombinasi ekstrem I

P_{izin} = 4154,819 kN

P = 13993,2 kN

Mx = 30104,8 kNm

My = 29664,4 kNm

Beban maksimum yang diterima satu *bored pile*

$$P_{maks} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \, x \, xi}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \, x \, yi}{\sum y^2} < P_{izin}$$

$$= \frac{13993,2}{12} + \frac{30104,8 \, x \, 2,4}{46,08} + \frac{29664,4 \, x \, 3,6}{86,4}$$

= 3965,489 kN < 4154,819 kN **AMAN**

Perhitungan beban pada kombinasi yang lain dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.123 Rekapitulasi Beban *Bored Pile*

Kombinasi	***P***	***Mx***	***My***	***P*$_{maks}$**
	kN	**kNm**	**kNm**	**kN**
Ekstrem I	13993,2	30104,8	29664,4	3965,5
Daya Layan I	11115,7	2400,1	2416,3	1152,2
Daya Layan II	11528,7	2561,4	636,1	1100,6
Daya Layan III	10615,2	1649,8	636,1	986,5
Daya Layan IV	9153,5	1091,0	4789,8	1057,7

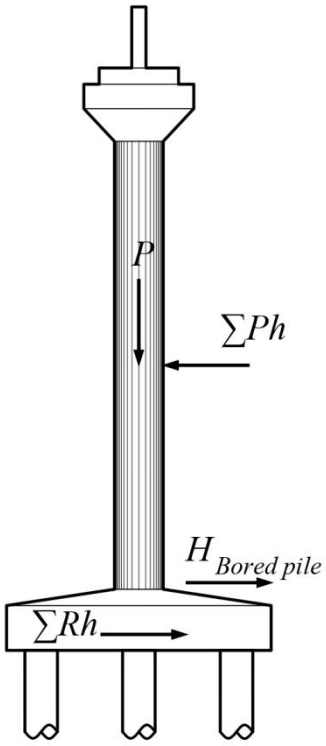
7. Analisis Stabilitas Pilar dan Fondasi Pilar

Analisis stabilitas pada pilar dan fondasi dilakukan sebagai satu kesatuan hal ini dikarenakan keduanya bekerja secara bersamaan. Menurut Hardiyatmo (2018) analisis stabilitas ditinjau terhadap hal- hal berikut ini :

- Faktor aman terhadap pergeseran harus mencukupi
- Faktor aman terhadap penggulingan harus mencukupi
- Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin.

a. Stabilitas terhadap pergeseran

Gambar stabilitas pergeseran pilar pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.183 Stabilitas Terhadap Geser Arah Memanjang Pilar

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal ekstrem I (P) = 13993,2 kN

Jumlah gaya horizontal ($\sum P_h$) = Tx ekstrem I

= 2137,4 kN

Kapasitas dukung lateral izin *bored pile* (H_{izin}) = 849,8 kN

Lebar pilar arah memanjang (Bx) = 6,5 m

Lebar abutment arah melintang (By) = 8,7 m

Sudut gesek dalam *pile cap* (ϕ) = 30^0

Kohesi tanah *pile cap* (C) = 100 kN/m^2

Faktor adhesi (a_d) = 1/2

Faktor aman (SF) = 2

Kondisi tanah *pile cap* = $c > 0$ dan $\phi > 0$

Sudut gesek antara tanah dan dasar pilar

$\delta_b = 2/3\ \phi$

$= 2/3 \times 30$

$= 20^0$

Adhesi antara tanah dan dasar pilar

$c_a = a_d\, x\, c$

$= 1/2 \times 200$

$= 100 \text{ kN/m}^2$

Tahanan terhadap penggeseran

$$\sum R_h = c_a B + P \tan \delta_b + H_{izin\ total}$$

$= 100 \text{ x } (6{,}5 \text{ x } 8{,}7) + 13993{,}2 \tan 20 + 849{,}8$

$= 11597{,}942 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap penggeseran

$$SF_{gs} = \frac{\sum \text{Rh}}{\sum \text{Ph}}$$

$$= \frac{11597{,}942}{2137{,}4}$$

$= 5{,}426 > 2$ AMAN

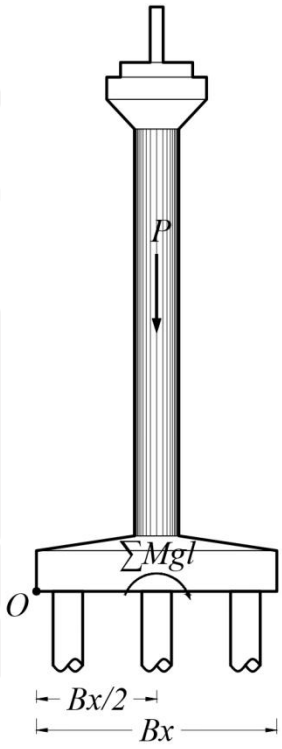
Tabel 5.124 Stabilitas Terhadap Pergeseran Pilar Arah Memanjang

Kombinasi	P	Tx	$\sum R_h$	$SF_{gs} > 2$	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrem I	13993,2	2137,4	11597,9	5,43	AMAN
Daya Layan I	11115,7	210,0	10550,6	50,25	AMAN
Daya Layan II	11528,7	197,2	10700,9	54,27	AMAN
Daya Layan III	10615,2	144,2	10368,4	71,91	AMAN
Daya Layan IV	9153,5	163,4	9836,4	60,19	AMAN

b. Stabilitas terhadap penggulingan

1) Arah X (Memanjang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan pilar pada arah memanjang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.184 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang Pilar

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah x adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal ekstrem I (P) = 13993,2 kN

Lebar pilar arah memanjang (Bx) = 6,5 m

Momen penyebab guling ekstrem I ($\sum M_{gl}$) = Mx ekstrem I

= 30104,8 kNm

Jumlah momen *bored pile* (Mx) = 54126,0 kNm

Batas faktor aman (*SF)* = 2

Jarak titik guling terhadap titik O

$b_1 = \frac{Bx}{2}$

$= \frac{6,5}{2}$

= 3,25 m

Momen penahan guling (kNm)

$\sum M_w = (P \text{ x } b_1) + Mx$

= (13993,2 x 3,25) + 54126,0

= 99603,946 kNm

Faktor aman terhadap penggulingan

$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl}$

$= \frac{99603,946}{30104,8}$

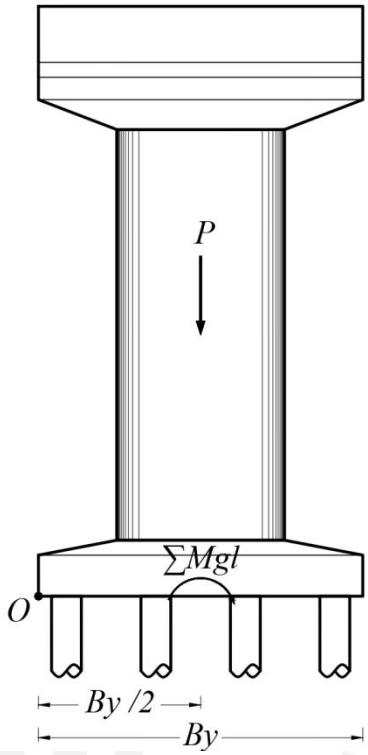
= 3,3 > 2 AMAN

Tabel 5.125 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Memanjang

Kombinasi	*P*	*Mx*	$\sum M_w$	$SF_{gl} > 2$	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrem I	13993,2	30104,8	99603,9	3,31	AMAN
Daya Layan I	11115,7	2400,1	90252,2	37,60	AMAN
Daya Layan II	11528,7	2561,4	91594,4	35,76	AMAN
Daya Layan III	10615,2	1649,8	88625,3	53,72	AMAN
Daya Layan IV	9153,5	1091,0	83874,8	76,88	AMAN

2) Arah Y (Melintang jembatan)

Gambar stabilitas terhadap penggulingan pilar pada arah melintang dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.185 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang Pilar

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah y adalah sebagai berikut.

Jumlah gaya vertikal layan I (P) = 13993,2 kN

Lebar pilar arah melintang (By) = 8,7 m

Momen penyebab guling layan I ($\sum M_{gl}$) = My layan I

= 29664,4 kNm

Batas faktor aman (*SF)* = 2

Jarak titik guling terhadap titik O

$b_1 = \frac{By}{2}$

$= \frac{8,7}{2}$

= 4,35 m

Momen penahan guling (kNm)

$\sum M_w = P \; x \; b_1$

= 13993,2 x 4,35

= 60870,464 kNm

Faktor aman terhadap penggulingan

$SF_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl}$

$= \frac{60870,464}{29664,4}$

= 2,05 > 2 AMAN

Tabel 5.126 Stabilitas Terhadap Penggulingan Pilar Arah Melintang

Kombinasi	*P*	*My*	$\sum M_w$	$SF_{gl} > 2$	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrem I	13993,2	29664,4	60870,5	2,05	AMAN
Daya Layan I	11115,7	2416,3	48353,5	20,01	AMAN
Daya Layan II	11528,7	636,1	50150,0	78,84	AMAN
Daya Layan III	10615,2	636,1	46176,0	72,59	AMAN
Daya Layan IV	9153,5	4789,8	39817,6	8,31	AMAN

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu *bored pile*

Kontrol stabilitas terhadap kapasitas dukung izin pada satu *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.127 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu *Bored Pile* Pilar

Kombinasi	***P***	***Mx***	***My***	P_{maks}	P_{izin}	**Keterangan**
	kN	**kNm**	**kNm**	**kN**	**kN**	$Pmaks < P_{izin}$
Ekstrem I	13993,2	30104,8	29664,4	3965,5	4154,819	AMAN
Layan I	11115,7	2400,1	2416,3	1152,2	4154,819	AMAN
Layan II	11528,7	2561,4	636,1	1100,6	4154,819	AMAN
Layan III	10615,2	1649,8	636,1	986,5	4154,819	AMAN
Layan IV	9153,5	1091,0	4789,8	1057,7	4154,819	AMAN

2) Kapasitas dukung izin kelompok *bored pile*

Kontrol stabilitas terhadap kapasitas dukung izin kelompok *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.128 Stabilitas Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile* Pilar

Kombinasi	***P***	***Mx***	***My***	P_{maks}	***Pizin***	**Keterangan**
	kN	**kNm**	**kNm**	**kN**	**kN**	$P_{maks} < P_{group}$
Ekstrem I	13993,2	30104,8	29664,4	16792,6	27826,6	AMAN
Layan I	11115,7	2400,1	2416,3	11341,6	27826,6	AMAN
Layan II	11528,7	2561,4	636,1	11668,6	27826,6	AMAN
Layan III	10615,2	1649,8	636,1	10717,0	27826,6	AMAN
Layan IV	9153,5	1091,0	4789,8	9448,4	27826,6	AMAN

8. Desain Tulangan Fondasi Pilar

Perhitungan tulangan dilakukan masing- masing pada *bored pile* dan *pile cap* sebagai berikut.

a. *Bored pile* pilar

1) Tulangan pokok

Gaya geser ultimit *bored pile* (*Vu*) = 70,819 kN

Momen ultimit *bored pile* (*Mu*) = 334,936 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Diameter *bored pile* (*h*) = 800 mm

Tinggi *bored pile* yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 75 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$$= \frac{334{,}936}{0{,}9}$$

= 372,152 kNm

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$d = h - sb - ½\ dp$

= 800 – 75 – ½ . 16

= 717 mm

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$= \frac{372{,}152\ .\ 10^6}{1000\ .\ 717^2}$

= 0,724 MPa

d) Menghitung nilai *m*

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

$= \frac{400}{0{,}85\ .25}$

= 18,824

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$\rho_{balance} = \frac{0{,}85.\beta 1.f'c}{fy}\ x\ \frac{600}{600+fy}$

$= \frac{0{,}85\ .0{,}85.25}{400}\ x\ \frac{600}{600+400}$

= 0,0271

ρ_{max} = *0,75 x* $\rho_{balance}$

= 0,75 x 0,0271

= 0,0203

$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, .m \, .Rn}{fy}}\right)$

$= \frac{1,4}{18,824} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \, .18,824 \, .0,724}{400}}\right)$

= 0,00258

$\rho_{min} < \rho_{perlu}$ maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$\rho_{pakai} = \rho_{perlu} =$ 0,00258

f) Menghitung luas tulangan pokok

As = ρ x *b* x *d*

= 0,00258 x 1000 x 717

= 1848,684 mm^2

g) Menghitung jarak tulangan pokok

Batas : a) 450 mm dan

b) *3h* = 3 x 800

= 2400 mm

Diambil batas maksimum 450 mm.

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

$$= \frac{\pi/4 \cdot 16^2 \cdot 1000}{1848{,}684}$$

$$= 108{,}759 \text{ mm}$$

$$\approx 100 \text{ mm} \qquad < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

h) Kontrol

$$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \text{ x } A1d$$

$$= \frac{1000}{100} \text{ x } \pi/4 \text{ x } 16^2$$

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

$$As_{perlu} > As \quad \text{OK}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D16-100**

2) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$V_c = 1/6 \text{ x } \sqrt{f'c} \text{ x } b \text{ x d}$$

$$= 1/6 \text{ x } \sqrt{25} \text{ x } 1000 \text{ x } 717 \text{ x } 10^{-3}$$

$$= 597{,}5 \text{kN}$$

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\phi V_c = 0{,}75 \text{ x } V_c$$

$$= 0{,}75 \text{ x } 597{,}5$$

$$= 448{,}125 \text{ kN} > 70{,}819 \text{ kN}$$

Dikarenakan $\phi V_c > Vu$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

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

i. 0,5 h_c = 0,5 x 1000

= 500 mm

ii. 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

b. *Pile cap* pilar

Pile cap atau disebut juga sebagai kepala tiang berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang- tiang fondasi. Perhitungan tulangan *pile cap* dilakukan menggunakan langkah- langkah berikut ini.

1) Rekapitulasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada perhitungan tulangan *pile cap* pilar adalah kombinasi kuat dan ekstrem I. Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

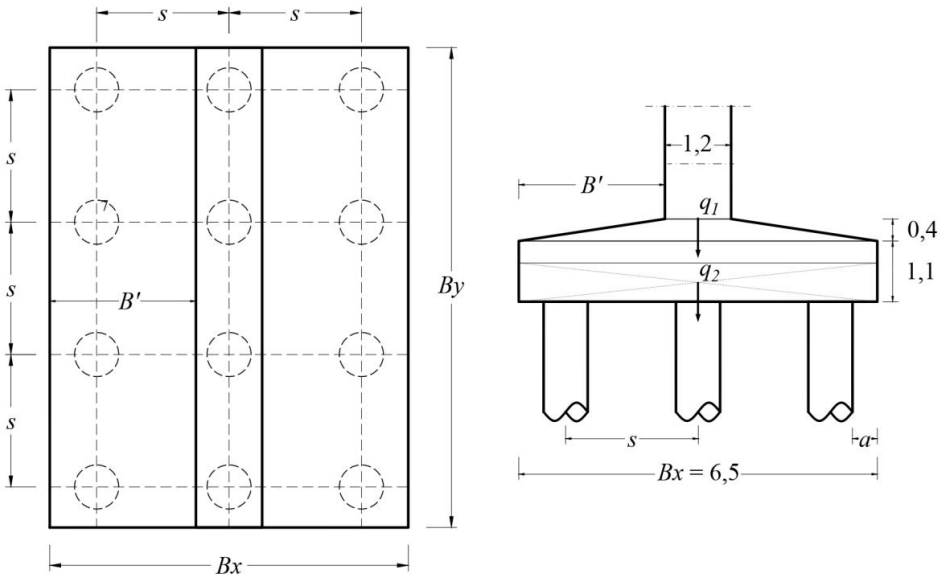
Tabel 5.129 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Tepi *PIle Cap* Pilar

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	***Tx***	***Ty***	***Mx***	***My***
	kN	**kN**	**kN**	**kNm**	**kNm**
Kuat I	15660,5	250,2	495,6	3473,0	636,1
Kuat II	14929,7	207,8	495,6	2743,7	636,1
Kuat III	12236,5	267,4	992,8	1990,8	8943,6
Kuat IV	12236,5	59,4	495,6	191,2	636,1
Kuat V	12371,7	118,8	637,7	705,4	3009,7
Ekstrem I	13993,2	2137,4	2512,2	30104,8	29664,4

2) Perhitungan momen dan gaya geser

a) Perhitungan momen ultimit rencana

Dari tabel rekapitulasi di atas dipilih nilai gaya tekan ultimit yang paling besar yakni pada kombinasi kuat I.



Gambar 5.186 Perhitungan Momen Ultimit *Pile Cap* Pilar

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 15660,5 kN

Lebar penampang kritis (*B'*) = ½ (*Bx* - B_{kolom})

= ½ (6,5 - 1,2)

= 2,65 m

Berat *pile cap* pada penampang kritis 1

q_1 = 24 *x* $\left(\frac{1,2 + 6,5}{2}\right)$ *x* 0,3

= 36,96 kN/m

Berat *pile cap* pada penampang kritis 2

q_2 = 24 *x* 6,5 *x* 1,1

= 171,6 kN/m

Total berat *pile cap* pada penampang kritis

q = $q_1 + q_2$

= 36,96 + 171,6

= 208,56 kN/m

Momen ultimit rencana

Mu= 2 *x* $\left(\frac{Pu}{n}\ x\ s\right)$ - ½ *q x B'*

= 2 *x* $\left(\frac{15660,5}{12}\ x\ 2,4\right)$ - ½ 208,56 *x* 2,65

= 5987,861 kNm

Momen ultimit rencana per meter lebar 8,7

$Mu = \frac{5987,861}{8,7}$

= 688,26 kNm

b) Perhitungan gaya geser rencana

Gaya tekan ultimit (*Pu*) = 15660,508 kN

Luas penampang *pile cap* (*A*) = *Bx x By*

= 6,5 *x* 8,7

= 56,55 m^2

Lebar *pile cap* (*Bx*) = 6,5 m

Tinggi *pile cap* (*h*) = 1,5 m

Selimut beton (*sb*) = 75 mm

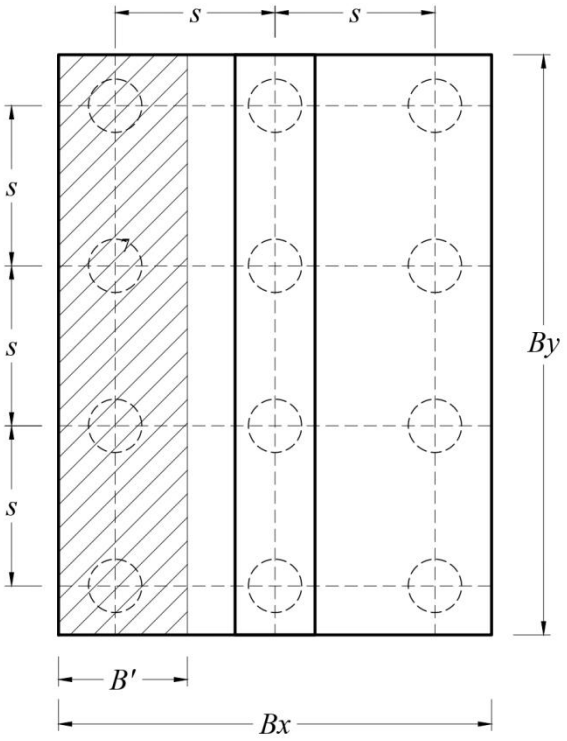
Diamater tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

Tebal efektif *pile cap* (*d*) = *h - sb - ½ dp*

= 1,5 - 0,075 - *½ x* 0,019

= 1,4155 m

i. Satu arah



Gambar 5.187 Perhitungan Gaya Geser Satu Arah

Lebar penampang kritis

$$B' = Bx-\left(\frac{Bx}{2}+\frac{Lebar\ kolom}{2}+\ d\right)$$

$$= 6{,}5-\left(\frac{6{,}5}{2}+\frac{1{,}2}{2}+\ 1{,}4155\right)$$

$$= 1{,}235 \text{ m}$$

Gaya geser ultimit rencana

$$Vu_1 = \frac{Pu}{A}\ x\ By\ .\ B'$$

$$= \frac{15660{,}508}{56{,}55}\ x\ 8{,}7\ x\ 1{,}235$$

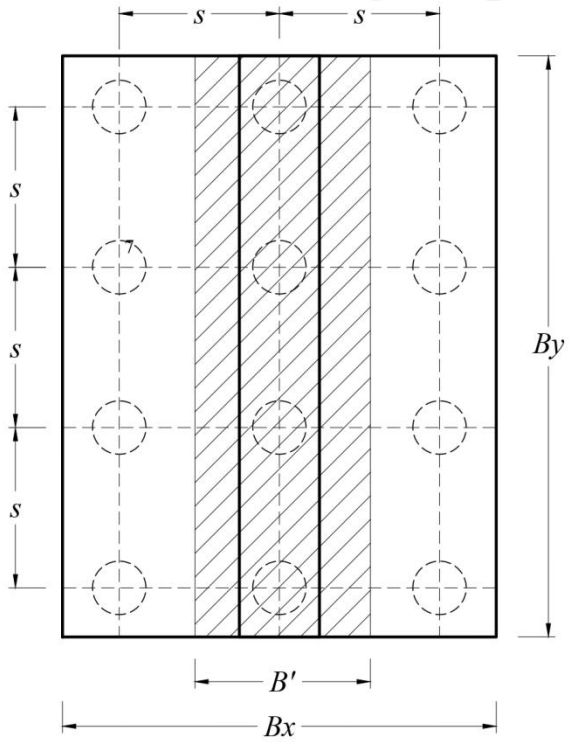
= 1887,798 kN

Gaya geser ultimit rencana rencana per meter lebar

$Vux = \frac{1887,798}{8,7}$

= 216,988 kNm

ii. Dua arah



Gambar 5.188 Perhitungan Gaya Geser Dua Arah

Lebar penampang kritis

$B' = B_{kolom} + d$

= 1,2 + 1,935

= 2,6155 m

Gaya geser ultimit rencana

$$Vu_2 = \frac{Pu}{A} (Bx .By - B'x By)$$

$$= \frac{15660,508}{57} (6,5 \times 8,7 - 2,6155 \times 8,7)$$

$$= 5940,18 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit rencana rencana per meter lebar

$$Vuy = \frac{5940,18}{8,7}$$

$$= 682,779 \text{ kNm}$$

3) Tulangan pokok

Momen ultimit *pile cap* (*Mu*) = 688,26 kNm

Diameter tulangan pokok (*dp*) = 19 mm

Diameter tulangan bagi (*db*) = 13 mm

Kuat tekan beton (*f'c*) = 25 MPa

Kuat tarik baja (*fy*) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tinggi *pile cap* (*h*) = 1500 mm

Lebar yang ditinjau (*b*) = 1000 mm

Selimut beton (*Sb*) = 75 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

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

$= \frac{688,26}{0,9}$

= 764,733 kNm

b) Menentukan tinggi efektif pelat lantai (*d*)

$d = h - sb - ½\ dp$

= 1500 – 75 – ½ . 19

= 1415,5 mm

c) Menghitung nilai *Rn* .

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

$= \frac{688,26\ .\ 10^6}{1000\ .\ 1415,5^2}$

= 0,382 MPa

d) Menghitung nilai *m*

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

$= \frac{400}{0,85\ .25}$

= 18,824

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan f_y < 420 MPa, berdasarkan Tabel 3.32 Rasio Tulangan Minimum, maka nilai ρ_{min} = 0,0020

$$\rho_{balance} = \frac{0,85.\beta 1.f'c}{fy} \; x \; \frac{600}{600+fy}$$

$$= \frac{0,85 \; .0,85.25}{400} \; x \; \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,0271$$

$$\rho_{max} = 0,75 \; x \; \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \text{ x } 0,0271$$

$$= 0,0203$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; .m \; .Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1,4}{18,824} \; x \; \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \; .18,824 \; .0,382}{400}}\right)$$

$$= 0,00135$$

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,002$$

f) Menghitung luas tulangan pokok

$$As = \rho \text{ x } b \text{ x } d$$

$$= 0,002 \text{ x } 1000 \text{ x } 1415,5$$

$$= 2831 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

Diambil batas maksimum 450 mm.

$$S_{pokok} = \frac{A1d \; .b}{As}$$

$$= \frac{\pi/4 \; .16^2 \; . \; 1000}{2831}$$

$$= 100,151 \text{ mm}$$

≈ 100 mm < 450 mm OK

h) Kontrol

$As_{perlu} = \frac{b}{S_{pokok}} \text{ x } A1d$

$= \frac{1000}{100} \text{ x } {}^{\pi}/_{4} \text{ x } 19^2$

$= 2835{,}287 \text{ mm}^2$

$As_{perlu} > As$ OK

Maka digunakan tulangan pokok **D19-100**

4) Tulangan geser

a) Satu arah

➢ Gaya geser yang mampu ditahan beton

$\phi V_c = 0{,}75 \text{ x } 1/6 \text{ x } \sqrt{f'c} \text{ x } b \text{ x d} > Vux$

$= 1/6 \text{ x } \sqrt{25} \text{ x } 1000 \text{ x } 1415{,}5 \text{ x } 10^{-3}$

$= 884{,}688 \text{ kN} > 216{,}988 \text{ kN}$

Dikarenakan $\phi V_c > Vux$ maka tulangan geser satu arah yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

Maka digunakan tulangan geser **D19- 150**

b) Dua arah

Keliling kritis (b_0) $= (2 \text{ x } B') + (2 \text{ x } b)$

$= (2 \text{ x } 2{,}6155) + (2 \text{ x } 1000)$

= 7231 mm

Panjang sisi kolom arah x (b6) = 1200 mm

Panjang sisi kolom arah y (h6) = 4500 mm

Perbandingan sisi kolom (β_c) $= \frac{b6}{h6}$

$= \frac{800}{4500}$

= 0,267

Nilai λ untuk beton normal = 1

Nilai λ_s = 40 (kolom terletak di tengah)

Gaya geser yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari:

- $V_{C1} = 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \lambda \, x \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x \, d$

  $= 0{,}17 \left(1 + \frac{2}{0{,}267}\right) x \sqrt{25} \, x \, 7231 \, x \, 1415{,}5 \times 10^{-3}$

  = 73951,347kN

- $V_{C2} = 0{,}083 \left(\frac{\lambda s \, x \, d}{b_0} + 2\right) \lambda \, x \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x \, d$

  $= 0{,}083 \left(\frac{40 \, x \, 915{,}5}{7231} + 2\right) x \sqrt{25} \, x \, 7231 \, x \, 1415{,}5 \times 10^{-3}$

  = 41755,877 kN

- $V_{C3} = 0{,}33 \, \lambda \, x \sqrt{f'c} \, x \, b_0 \, x \, d$

  $= 0{,}33 \, x \sqrt{25} \, x \, 7231 \, x \, 1415{,}5 \times 10^{-3}$

= 16888,543 kN

Diambil V_c = 16888,543 kN

- Cek gaya geser yang ditahan beton

ϕV_c = 0,75 *x* V_c > *Vux*

= 0,75 *x* 16888,543

= 12666,407 kN > 682,779

Dikarenakan ϕV_c > *Vuy* maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

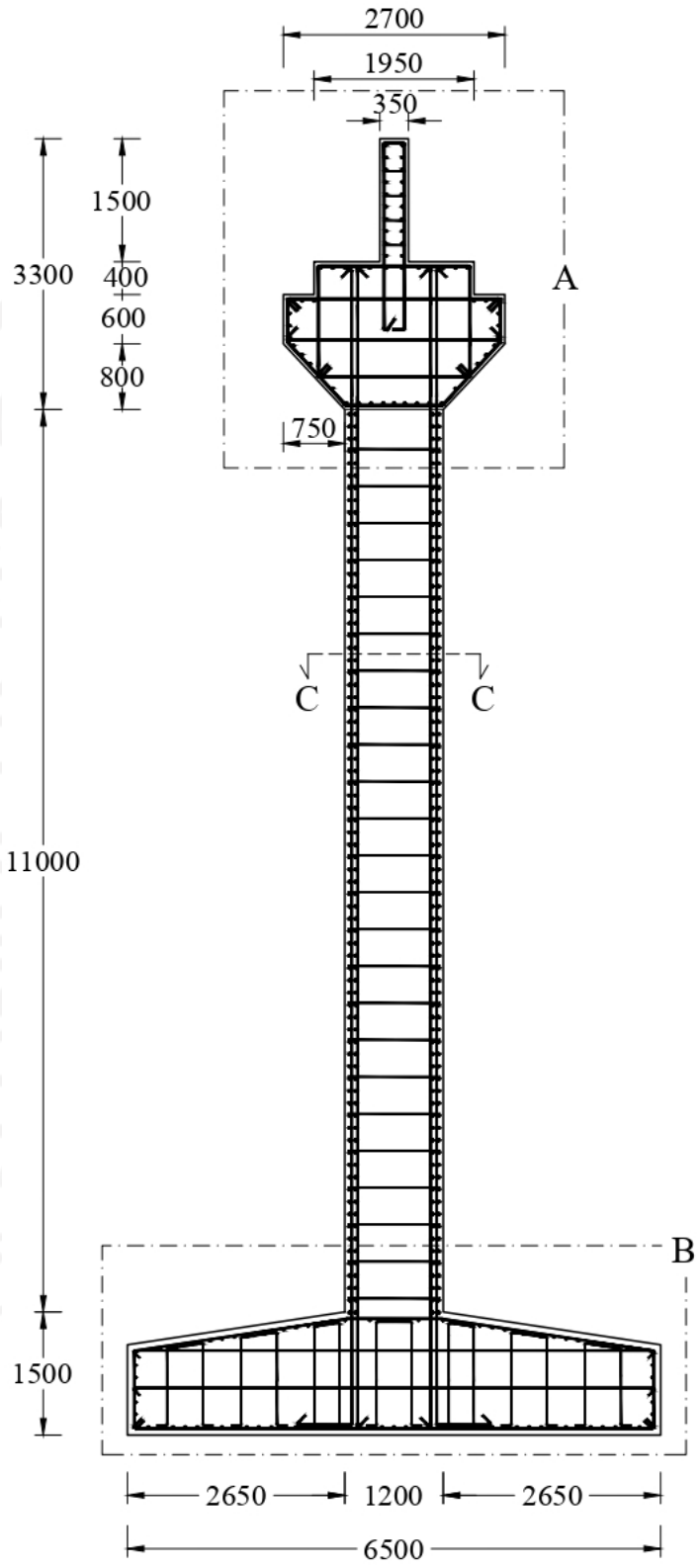
Maka digunakan tulangan geser minimum **D19- 150**

Rekapitulasi desain tulangan pilar dan fondasi pilar dapat dilihat pada tabel di bawah ini

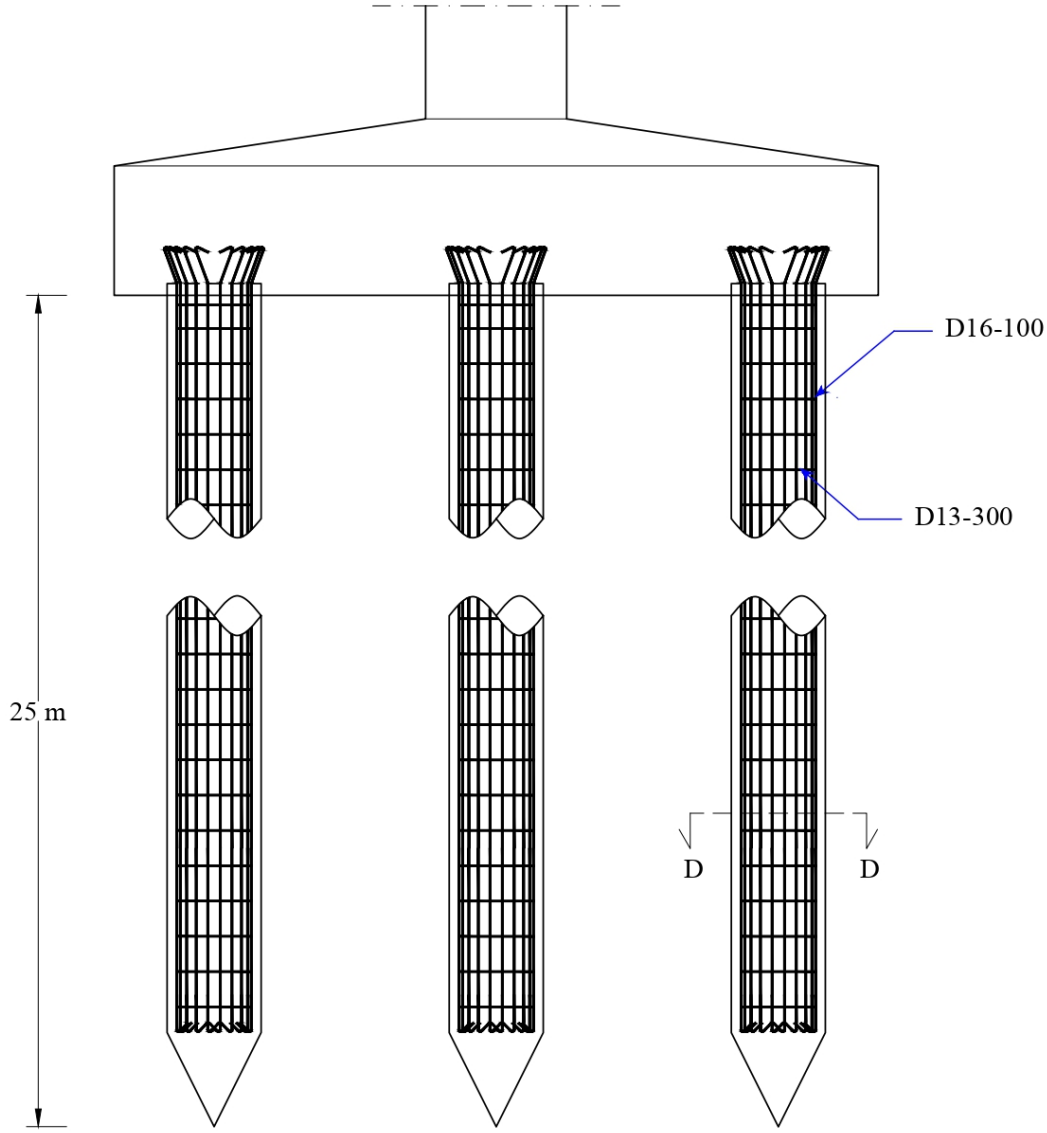
Tabel 5.130 Rekapitulasi Desain Tulangan Pilar dan Fondasi Pilar

No.	Jenis Struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul. Pengekang
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1.	*Pier head*	D25-75	D25-150-	D13-300	
2.	Kolom	D32-100	-	D19-150	D13-300/300
3.	*Bored pile*	D16-100	-	D13-300	
4.	*Pile cap*	D19-100	-	D19-150	

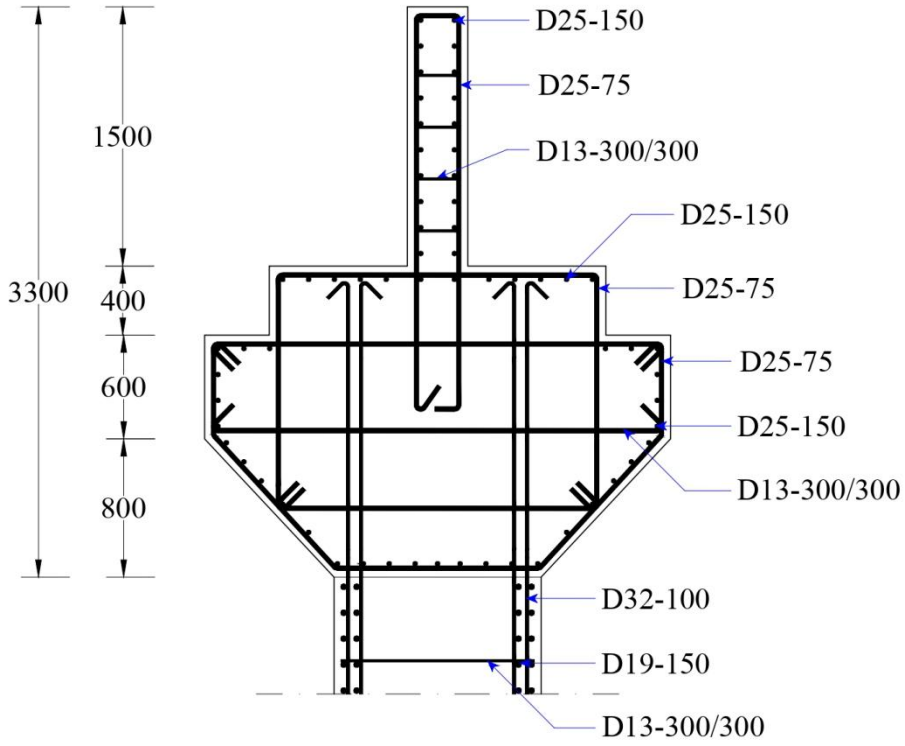
Gambar desain tulangan pilar dan fondasi pilar dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



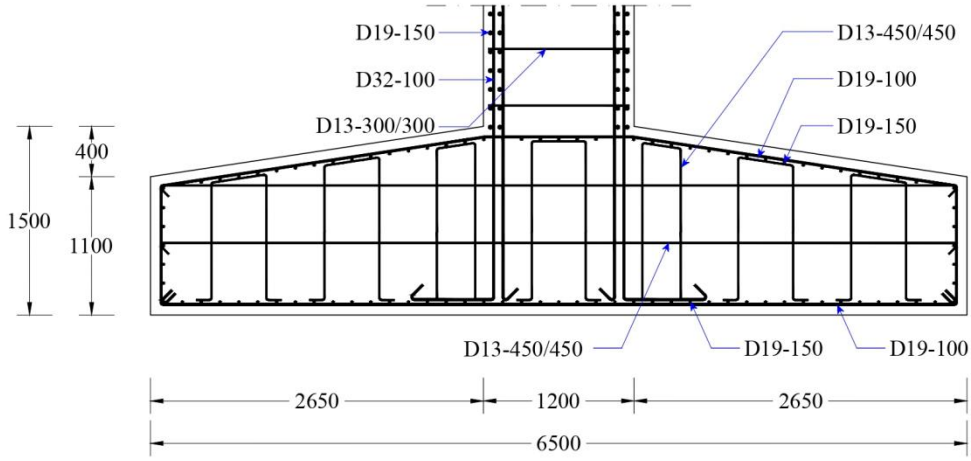
Gambar 5.189 Desain Tulangan Pilar



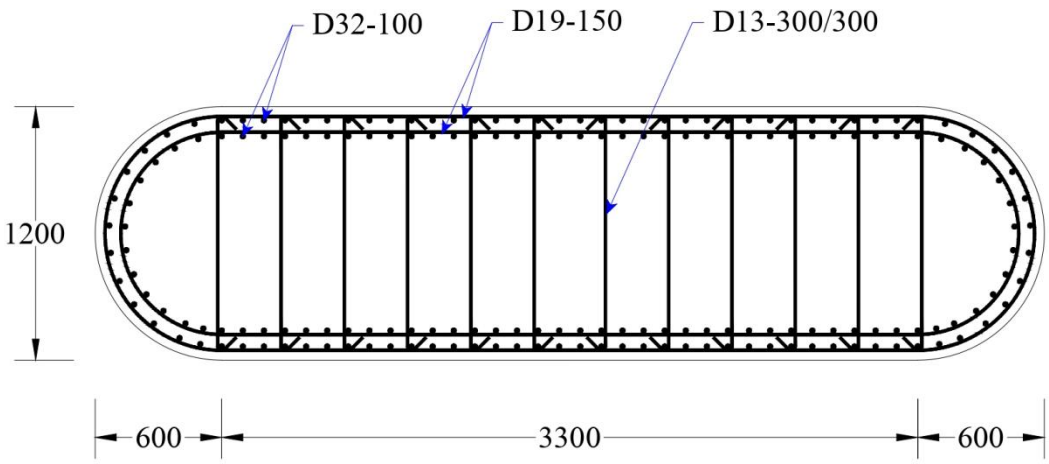
Gambar 5.190 Desain Tulangan Fondasi Pilar



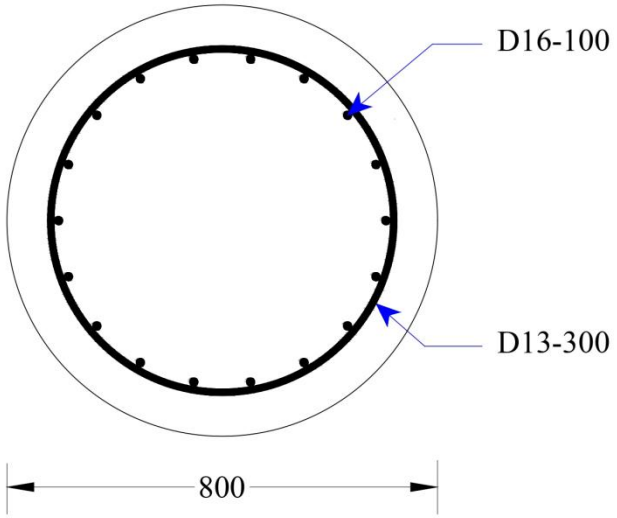
Gambar 5.191 Detail A (*Pier Head*)



Gambar 5.192 Detail B (*Pile Cap* Pilar)



Gambar 5.193 Potongan C-C (*Pile Cap* Pilar)



Gambar 5.194 Potongan D-D (*Bored Pile* Pilar)

5.3 Pembahasan

Perencanaan struktur atas jembatan dilakukan berdasarkan pada beban-beban kerja yang dipikul di atasnya. Semua bagian pada struktur atas dihitung menggunakan metode *LRFD* yang telah dibahas sebelumnya sehingga kekuatan

komponen pada struktur atas dapat dipastikan mampu menahan beban yang dipikul.

Adapun pada fondasi perhitungan dilakukan dalam kondisi batas layan. Hal ini dikarenakan fondasi harus direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali.

5.3.1. Gelagar Jembatan

Perencanaan profil dan dimensi gelagar jembatan diambil dari nilai kapasitas lentur dan kapasitas geser paling besar dari hasil analisis beban. Dengan demikian profil yang digunakan memiliki dimensi yang seragam yang tentu akan memudahkan proses pekerjaan.

5.3.2. Rangka Utama dan Ikatan Angin

Rangka utama dan ikatan angin direncanakan berdasarkan kapasitas tarik dan kapasitas tekan. Adapun dalam perencanaan profil dan dimensi pada rangka utama juga diambil dari nilai kapasitas tarik dan tekan terbesar dari hasil analisis beban. Profil baja yang digunakan adalah profil IWF dengan tinggi dan lebar yang sama. Dipilihnya profil IWF yang memiliki tinggi dan lebar yang sama diharapkan dapat menghasilkan luasan tarik/tekan yang lebih besar sehingga mampu menahan beban yang bekerja.

5.3.3. Sambungan

Sistem sambungan yang digunakan adalah sambungan baut. Dipilihnya tipe sambungan ini dikarenakan batang- batang yang terdapat pada sistem rangka baja

hanya menghasilkan kapasitas tarik atau tekan saja sehingga cukup digunakan sambungan sederhana. Adapun tipe baut yang digunakan adalah baut mutu tinggi A325 dengan diameter lubang standar.

5.3.4. Abutment

Pada perencanaan Jembatan Kiringan, *abutment* yang digunakan memiliki dimensi yang berbeda antara *abutment* kiri dan kanan. Hal ini dikarenakan topografi di kedua lokasi *abutment* berbeda. Adapun perhitungan dilakukan pada *abutment* yang memiliki dimensi paling besar yakni *abutment* kanan. Tipe *abutment* yang digunakan adalah tipe T terbalik. Tipe ini dipilih dikarenakan sesui dengan kedalaman *abutment* yang direncanakan yakni 3 - 12 m.

5.3.5. Pilar

Tipe pilar yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Kiringan adalah tipe dinding kolom tunggal. Tipe ini dipilih dengan pertimbangan bahwa pilar berada tepat di atas aliran sungai sehingga dengan bentuknya yang pipih, dapat mengurangi efek dari gerusan air dan tumbukan dengan benda hanyutan.

5.3.6. Fondasi

Tipe fondasi yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Kiringan adalah tipe *bored pile.* Selain mempertimbangkan lokasi jembatan yang berada di tengah-tengah pemukiman warga, pemilihan tipe fondasi *bored pile* juga dikarenakan tanah keras yang cukup dalam.

Data pengujian tanah yang diperoleh pada perencanaan Jembatan Kiringan

sebanyak tiga titik yakni; BM1 pada area *abutment* 2, BM2 pada area *abutment* 1 dan BM3 pada area pilar. Adapun data tanah yang digunakan adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BM2 sehingga perencanaan struktur bawah Jembatan Kiringan mengacu pada data tanah di titik BM2.

Adapun dari hasil pengujian didapatkan bahwa nilai *N*-SPT terbesar yang diperoleh yakni 40 pada kedalaman 25 meter. Mengingat bahwa berdasarkan teori, suatu propertis tanah dikatakan sebagai tanah keras apabila mencapai nilai *N*-SPT sebesar 60. Dengan demikian fondasi direncanakan memiliki kedalaman melebihi 25 meter dengan harapan fondasi tersebut dapat mencapai tanah keras.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Struktur Atas Jembatan
   a. Pelat lantai yang digunakan adalah pelat beton bertulang dengan tebal 250 mm menggunakan tulangan pokok dan tulangan bagi masing- masing D16-130 dan D13-180.
   b. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 400x200x8x13 dipasang secara komposit dengan pelat lantai menggunakan *shear stud* diameter 19 mm sebanyak 32 buah pada masing- masing gelagar memanjang.
   c. Gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 800x300x14x26
   d. Rangka utama menggunakan profil baja IWF 400x400x13x21
   e. Ikatan angin menggunakan profil baja IWF 100x100x6x8
   f. Masing- masing komponen di atas dihubungkan menggunakan sistem sambungan baut mutu tinggi tipe A325 dan disatukan pada pelat buhul dengan tebal 15 mm. Adapun diameter dan jumlah baut yang digunakan adalah :
      - Batang atas : 30 mm (26 buah)
      - Batang bawah : 30 mm (26 buah)
      - Batang diagonal : 30 mm (20 buah)
      - Ikatan angin : 16 mm (8 buah)
      - Gelagar memanjang : 16 mm (9 buah)

2. Struktur Bawah Jembatan
    a. *Abutment* yang digunakan adalah tipe T terbalik dengan lebar 6,5 x 8,7 m. Tinggi *abutment* kiri adalah 5 m dan *abutment* kanan adalah 7 m.
    b. Fondasi pada *abutment* menggunakan *bored pile* dengan diameter 0,8 m sebanyak 12 buah dengan panjang 20 meter.
    c. Pilar yang digunakan adalah tipe kolom tunggal dengan lebar 1,2 x 4,5 m. Tinggi total pilar adalah 15,8 m.
    d. Fondasi pada pilar menggunakan *bored pile* dengan diameter 0,8 m sebanyak 12 buah dengan panjang 25 meter.

6.2 Saran

Dari kesimpulan di atas dapat diusulkan beberapa saran guna melengkapi kekurangan yang ada dalam penelitian ini dan sebagai acuan untuk penelitian di masa mendatang.

1. Perlu dilakukan penelitian untuk tipe jembatan yang lain guna mengetahui tipe jembatan yang paling efektif untuk digunakan.
2. Penelitian ini tidak mempertimbangkan perhitungan biaya sehingga diperlukan perhitungan menyeluruh untuk mengetahui perbandingan biaya yang digunakan.
3. Penelitian ini tidak mempertimbangkan perhitungan gempa di sekitar lokasi sesar sehingga perlu adanya perhitungan tersebut untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal.

DAFTAR PUSTAKA

Asiyanto. 2005. *Metode Konstruksi Jembatan Rangka Baja.*UI-Press. Jakarta.

Fauzi, B.T.Rachman. 2016. Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren Truss* Bentang 50 Meter (Studi Kasus Jembatan Jalen, Desa Paseban, Kecamatan Bayat, Kabupaten Klaten). *Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.

Hardiyatmo, Hary Christandy. 2014. *Analisis dan Perancangan Fondasi I.* Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, Hary Christandy. 2017. *Mekanika Tanah I.* Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, Hary Christandy. 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi II.* Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hidayat, A.Taufik. 2016. Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Type *(K-Truss)* dengan Menggunakan Metode LRFD di Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu. *Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Nasional. Malang.

Look, Burt G. 2007. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables.* Taylor and Francis Group. London.

Oentoeng. 1999. *Konstruksi Baja.* Andi. Yogyakarta.

Rancangan Standarisasi Nasional. 2004. *Perencanaan Stuktur Beton Untuk Jembatan (RSNI-T12 (2004))*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Rancangan Standarisasi Nasional. 2005. *Perencanaan Stuktur Baja Untuk Jembatan (RSNI-T-03-2005)*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Robby, Ichsan. H. 2019. Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren dengan Lantai Jembatan di Bawah. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Setiawan, Agus. 2015. *Analisis Struktur*. Erlangga. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2012. *Cara Uji Kekakuan Tekan dan Kekakuan Geser Bantalan Karet Jembatan (SNI 3966:2012)*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2015. *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2016. *Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016)*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Standar Nasional Indonesia. 2019. *Persayaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Struyk, R.J dan Van Der Veen. 1984. *Jembatan.* PT Pradnya Paramita. Jakarta.

Supriyadi, Bambang dan Agus Setyo Muntohar. 2007. *Jembatan.* Beta Offset. Yogyakarta.

Tambunan, Montazeri. 2018. Analisis Perhitungan Struktur Jembatan Rangka Baja *(Truss Bridge)* Bentang 60 m pada Proyek Penggantian Jembatan Krueng Tingkuem Km.231+150 Paska Bencana Alam. *Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Politeknik Negeri Medan. Medan.

LAMPIRAN

LAMPIRAN I

DATA PENYELIDIKAN TANAH

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. D.I.Yogyakarta BOR NO. : BM.1	START : 12 Maret 2020 FINISHED : 15 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.1
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		10,00	N/A

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N	N - SPT Chart
0,00											0 10 20 30 40 50 60
1,00	PASIR HALUS BERLANAU, AGAK LUNAK KE LUNAK, HITAM KE ABU-ABUAN										
2,00											
3,00							3	11	15	26	
4,00											
5,00	PASIR HALUS BERLANAU TERDAPAT BOULDER/CORAL, PADAT DAN KERAS, HITAM						22	26	30	56	
6,00						UDS					
7,00										>	
8,00							23	29	35	60	
9,00											
10,00	(AKHIR PENGEBORAN)									>	
11,00							27	33	39	60	
12,00						UDS					
13,00											
14,00											
15,00											
16,00											
17,00											
18,00											
19,00											
20,00											
21,00											
22,00											
23,00											
24,00											
25,00											
26,00											
27,00											
28,00											
29,00											
30,00											

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta BOR NO. : BM.2	START : 16 Maret 2020 FINISHED : 17 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.2
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		25,00	12,00

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N
0,00										
1,00	PASIR HALUS BERLANAU, SANGAT LUNAK, ABU-ABU KECOKLATAN									
2,00							1	1	2	3
3,00										
4,00										
5,00						UDS	1	1	3	4
6,00	PASIR BERLEMPUNG BERLANAU TERDAPAT SEDIKIT BOULDER, LUNAK KE AGAK LUNAK, ABU-ABU KEHITAMAN									
7,00							2	2	4	6
8,00										
9,00										
10,00						UDS	2	3	5	8
11,00										
12,00							3	9	11	20
13,00										
14,00										
15,00						UDS	8	11	13	24
16,00										
17,00	PASIR BERLANAU TERDAPAT BOULDER/CORAL, AGAK LUNAK KE KERAS DAN PADAT, ABU-ABU KEHITAMAN						11	13	16	29
18,00										
19,00										
20,00						UDS	12	15	17	32
21,00										
22,00							12	16	19	35
23,00										
24,00										
25,00	(AKHIR PENGEBORAN)					UDS	14	17	23	40
26,00										
27,00										
28,00										
29,00										
30,00										

N - SPT Chart

0 10 20 30 40 50 60

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta BOR NO. : BM.3	START : 10 Maret 2020 FINISHED : 13 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.3
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		22,00	4,00

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N	N - SPT Chart
0,00											0 10 20 30 40 50 60
1,00											
2,00	PADAS LEMPUNG BERLANAU, AGAK LUNAK KE LUNAK, COKLAT KEABU-ABUAN						2	4	6	10	
3,00											
4,00											
5,00						UDS	3	7	8	15	
6,00											
7,00	PASIR LEMPUNG BERLANAU, LUNAK KE AGAK KERAS, ABU-ABU KEHITAMAN						2	4	7	11	
8,00											
9,00											
10,00						UDS	5	7	10	17	
11,00											
12,00	PADAS LEMPUNG TERDAPAT BANYAK BOULDER, AGAK KERAS, COKLAT KEABU-ABUAN						6	9	15	24	
13,00											
14,00											
15,00						UDS	9	15	17	32	
16,00											
17,00	PASIR HALUS HINGGA KASAR TERDAPAT BOULDER, KERAS KE SANGAT KERAS/PADAT, HITAM						13	17	23	40	
18,00											
19,00											
20,00						UDS	21	26	30	56	
21,00											
22,00	(AKHIR PENGEBORAN)						23	27	33	60	
23,00											
24,00											
25,00											
26,00											
27,00											
28,00											
29,00											
30,00											

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek : **Rencana Jembatan Kiringan**

Lokasi : **Kab. Bantul**

Sample : **BM. 2**

Kedalaman : **10,00 m**

Tanggal : **Maret 2020**

Dikerjakan : **Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***10,00 m***	
Spesific Grafity		2,569	
Kode cawan		AA	B1
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	92,500	92,000
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	70,400	72,450
Berat Cawan	gram	4,020	3,930
Berat Air	gram	22,100	19,550
Berat Tanah Kering	gram	66,380	68,520
Kadar Air	%	33,293	28,532
Average W		30,912	
Berat tanah basah + alat	gram	507,500	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	314,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,942	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,483	
Void Ratio		0,732	
Porosity		0,423	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**15,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***15,00 m***	
Spesific Grafity		2,526	
Kode cawan		11	16
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	92,400	92,200
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	69,120	68,700
Berat Cawan	gram	3,980	3,850
Berat Air	gram	23,280	23,500
Berat Tanah Kering	gram	65,140	64,850
Kadar Air	%	35,738	36,237
Average W		35,988	
Berat tanah basah + alat	gram	509,200	
Berat alat	gram	192,500	
Berat tanah basah	gram	316,700	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,959	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,440	
Void Ratio		0,754	
Porosity		0,430	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**20,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***20,00 m***	
Spesific Grafity		2,545	
Kode cawan		A	B
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	96,200	95,600
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	72,900	73,700
Berat Cawan	gram	3,880	4,030
Berat Air	gram	23,300	21,900
Berat Tanah Kering	gram	69,020	69,670
Kadar Air	%	33,758	31,434
Average W		32,596	
Berat tanah basah + alat	gram	507,500	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	314,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,942	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,465	
Void Ratio		0,738	
Porosity		0,424	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**25,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***25,00 m***	
Spesific Grafity		2,580	
Kode cawan		2A	2C
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	98,700	98,300
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	73,700	76,400
Berat Cawan	gram	3,900	4,230
Berat Air	gram	25,000	21,900
Berat Tanah Kering	gram	69,800	72,170
Kadar Air	%	35,817	30,345
Average W		33,081	
Berat tanah basah + alat	gram	501,900	
Berat alat	gram	192,500	
Berat tanah basah	gram	309,400	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,914	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,438	
Void Ratio		0,794	
Porosity		0,443	

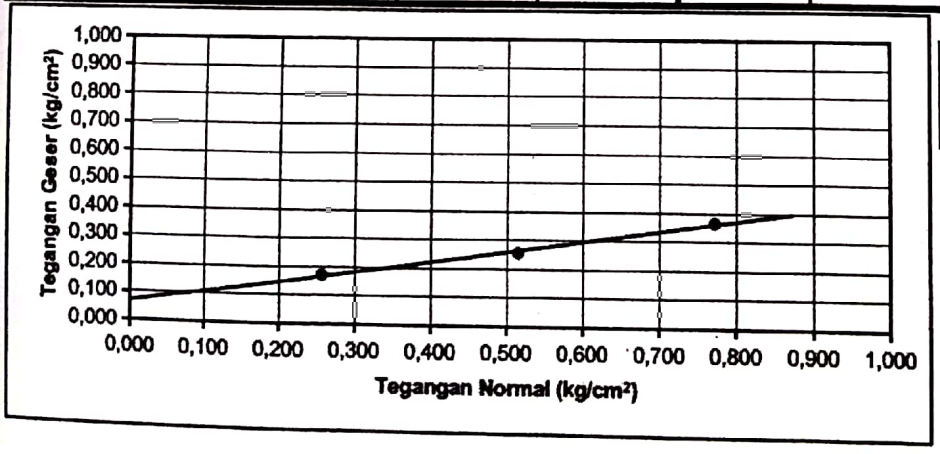
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**5,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		1,50	0,563	0,018	1,00	0,375	0,012	1,00	0,375	0,012
0,50		3,00	1,125	0,036	2,00	0,750	0,024	2,00	0,750	0,024
0,75		6,00	2,250	0,072	4,00	1,500	0,048	3,00	1,125	0,036
1,00		8,00	3,000	0,097	5,00	1,875	0,060	4,00	1,500	0,048
1,25		10,00	3,750	0,121	7,00	2,625	0,085	5,00	1,875	0,060
1,50		13,50	5,063	0,163	9,00	3,375	0,109	11,00	4,125	0,133
1,75		15,00	5,625	0,181	14,00	5,250	0,169	20,00	7,500	0,241
2,00		14,00	5,250	0,169	23,00	8,625	0,278	27,00	10,125	0,326
2,50					21,00	7,875	0,254	32,00	12,000	0,386
3,00								30,00	11,250	0,362
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,169	0,254	0,362

Slope = 0,375
c = 0,068 kg/cm^2
θ = 20,55 °

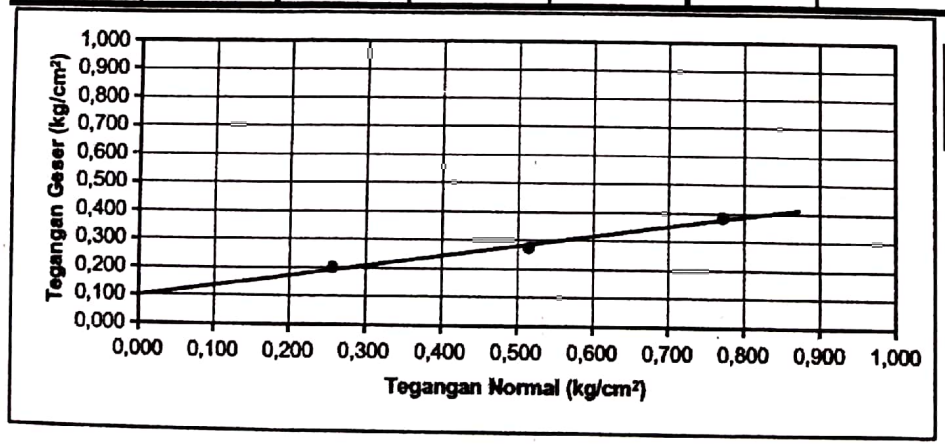
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PENGUJIAN DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**10,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		1,50	0,563	0,018	1,50	0,563	0,018	1,50	0,563	0,018
0,50		2,00	0,750	0,024	3,00	1,125	0,036	2,00	0,750	0,024
0,75		4,50	1,688	0,054	5,00	1,875	0,060	6,00	2,250	0,072
1,00		7,00	2,625	0,085	8,00	3,000	0,097	8,00	3,000	0,097
1,25		8,00	3,000	0,097	10,00	3,750	0,121	10,00	3,750	0,121
1,50		10,00	3,750	0,121	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,75		15,50	5,813	0,187	20,00	7,500	0,241	20,00	7,500	0,241
2,00		16,30	6,113	0,197	30,00	11,250	0,362	30,00	11,250	0,362
2,50					22,40	8,400	0,270	40,00	15,000	0,483
3,00								31,60	11,850	0,382
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,197	0,270	0,382

Slope = 0,359
c = 0,098 kg/cm^2
θ = 19,72 °

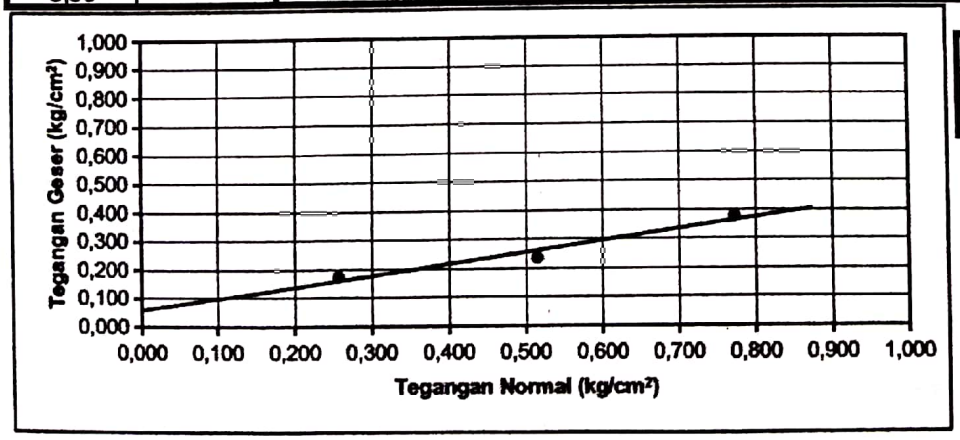
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**15,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		4,00	1,500	0,048	4,00	1,500	0,048	4,50	1,688	0,054
0,50		7,00	2,625	0,085	7,00	2,625	0,085	9,00	3,375	0,109
0,75		10,50	3,938	0,127	10,50	3,938	0,127	11,00	4,125	0,133
1,00		12,00	4,500	0,145	12,00	4,500	0,145	13,00	4,875	0,157
1,25		15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,50		14,20	5,325	0,171	21,00	7,875	0,254	20,00	7,500	0,241
1,75					19,30	7,238	0,233	33,00	12,375	0,398
2,00								31,00	11,625	0,374
2,50										
3,00										
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,171	0,233	0,374

Slope = 0,394
c = 0,057 kg/cm^2
θ = 21,48 °

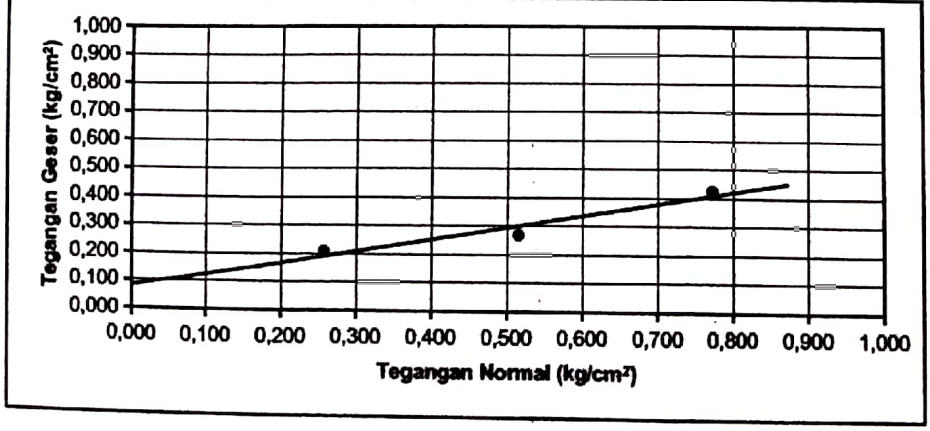
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan**
Site ID	:	**Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**20,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054
0,50		9,00	3,375	0,109	9,00	3,375	0,109	9,00	3,375	0,109
0,75		11,00	4,125	0,133	11,00	4,125	0,133	11,00	4,125	0,133
1,00		13,00	4,875	0,157	13,00	4,875	0,157	13,00	4,875	0,157
1,25		19,00	7,125	0,229	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,50		17,00	6,375	0,205	28,00	10,500	0,338	28,00	10,500	0,338
1,75					22,00	8,250	0,266	38,00	14,250	0,459
2,00								35,00	13,125	0,423
2,50										
3,00										
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,205	0,266	0,423

Slope = 0,422
c = 0,080 kg/cm^2
θ = 22,86 °

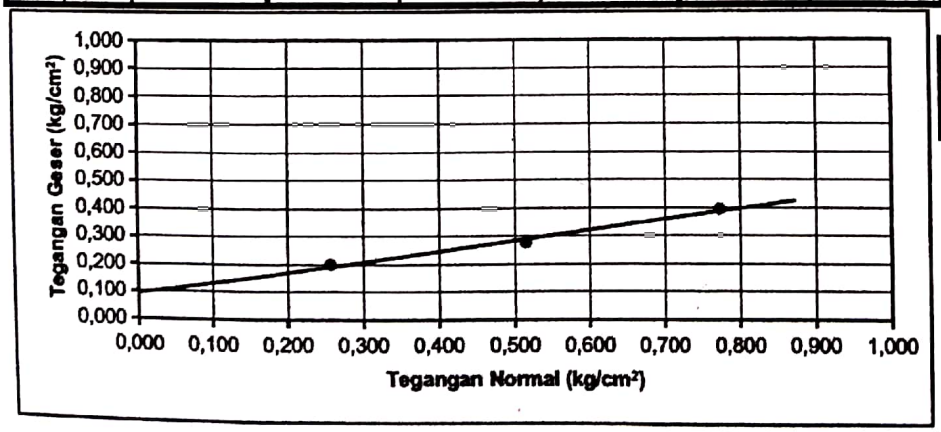
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**25,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		3,00	1,125	0,036	4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054
0,50		5,00	1,875	0,060	7,00	2,625	0,085	9,00	3,375	0,109
0,75		7,50	2,813	0,091	9,00	3,375	0,109	11,00	4,125	0,133
1,00		10,23	3,836	0,124	11,24	4,215	0,136	18,00	6,750	0,217
1,25		12,63	4,736	0,152	16,45	6,169	0,199	20,00	7,500	0,241
1,50		15,63	5,861	0,189	20,12	7,545	0,243	25,00	9,375	0,302
1,75		20,12	7,545	0,243	24,26	9,098	0,293	29,26	10,973	0,353
2,00		16,25	6,094	0,196	27,26	10,223	0,329	31,63	11,861	0,382
2,50					22,62	8,483	0,273	34,63	12,986	0,418
3,00								32,45	12,169	0,392
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



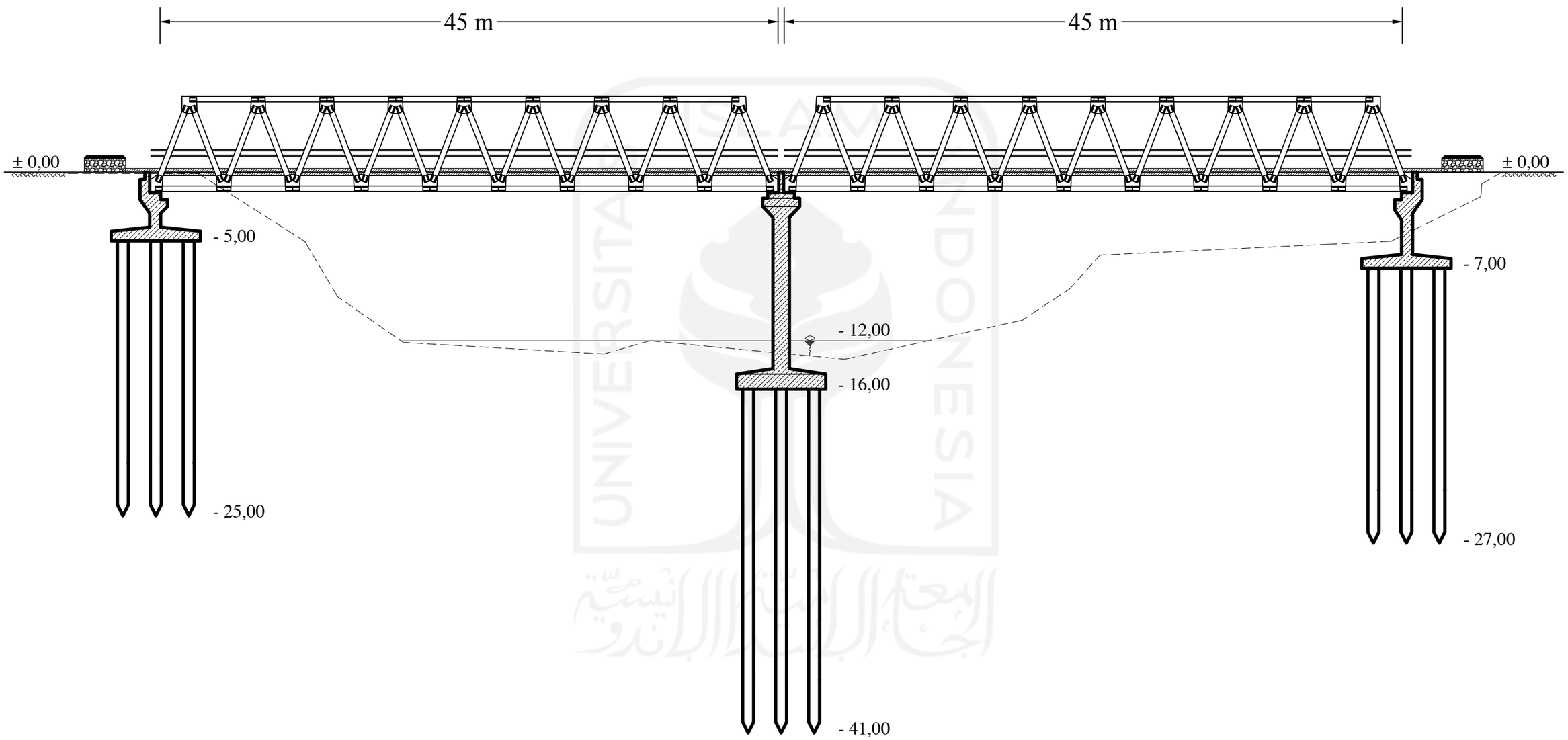
No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,196	0,273	0.392

Slope = 0,380
c = 0,091 kg/cm^2
θ = 20,78 °

Scanned with CamScanner

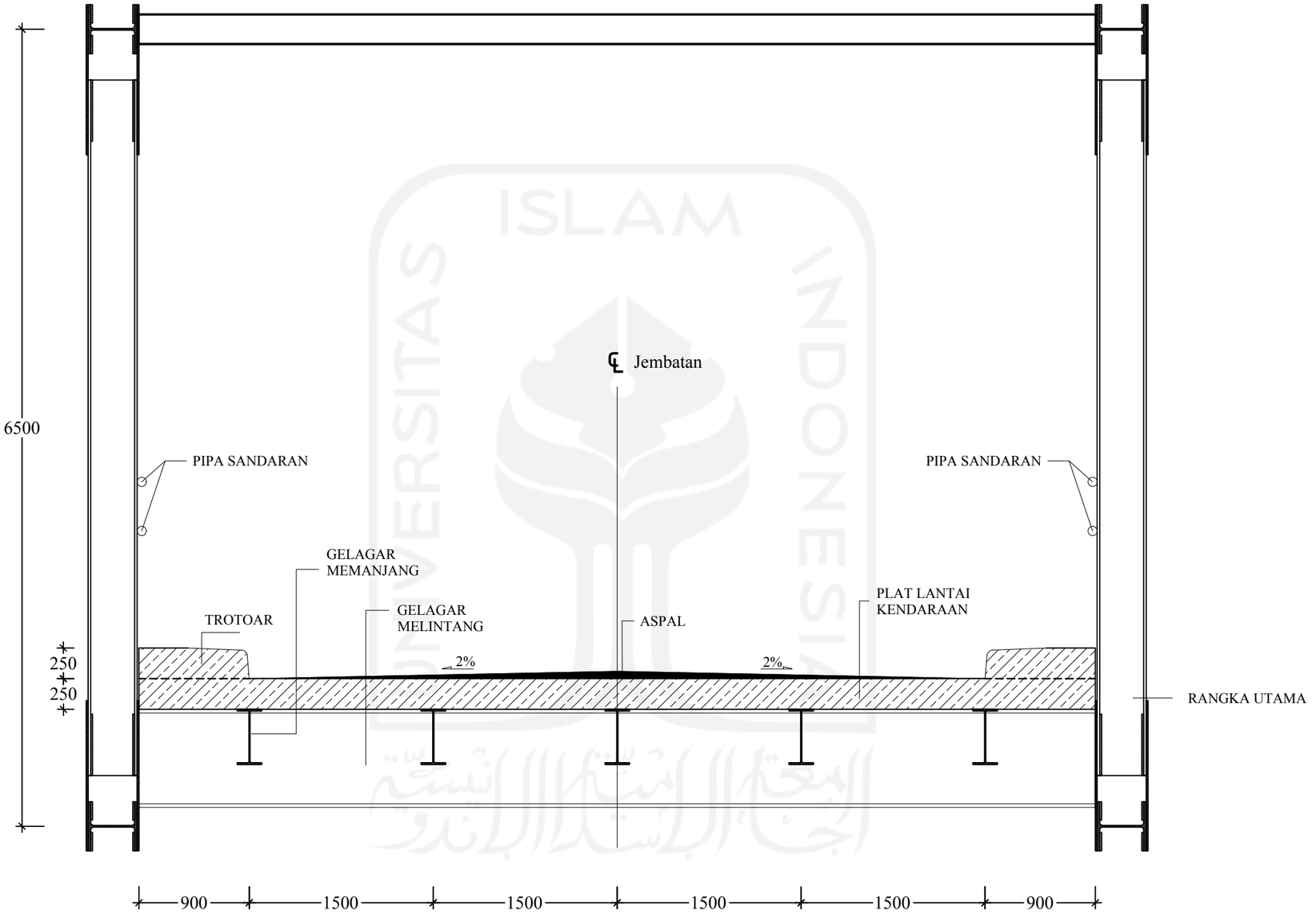
LAMPIRAN II

GAMBAR DETAIL STRUKTUR



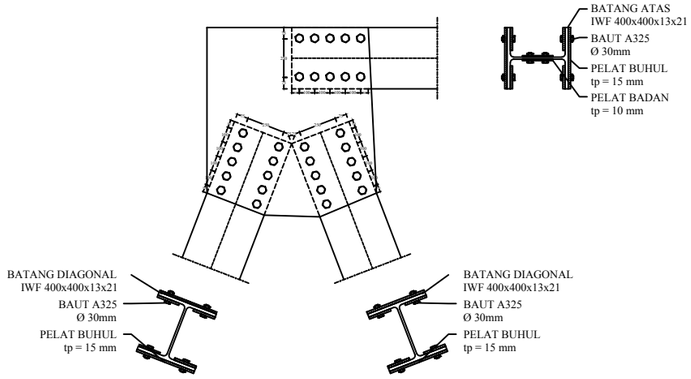
POTONGAN MEMANJANG

SKALA 1: 300

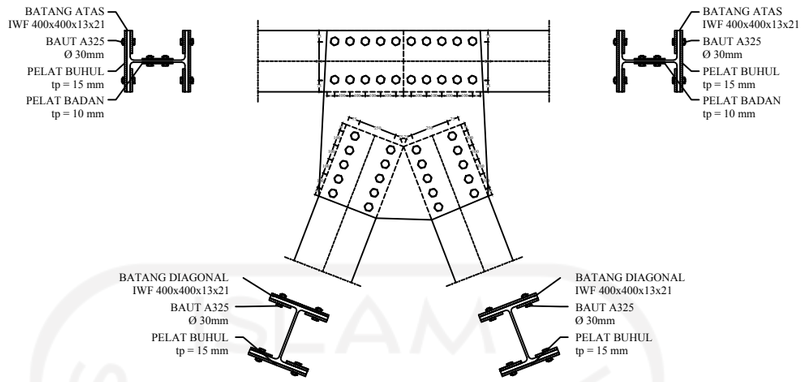


POTONGAN MELINTANG

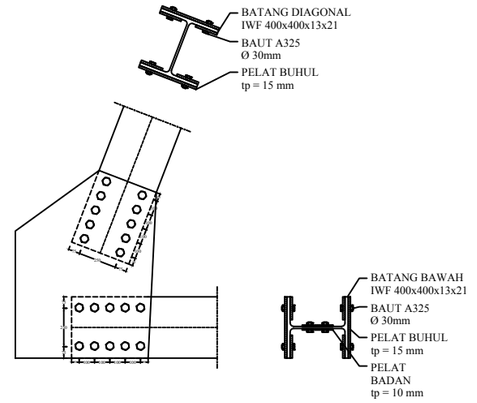
SKALA 1: 40



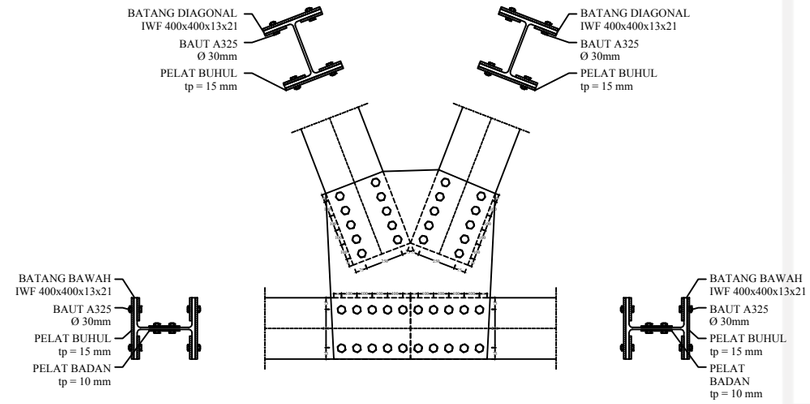
DETAIL A



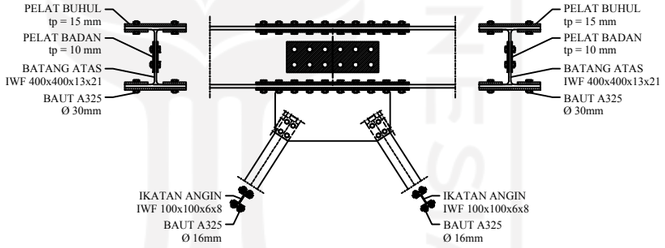
DETAIL B



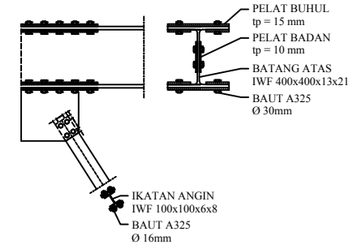
DETAIL C



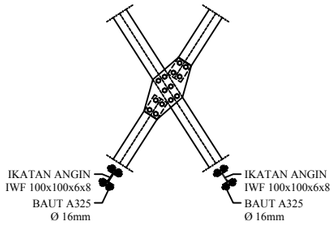
DETAIL D



DETAIL F



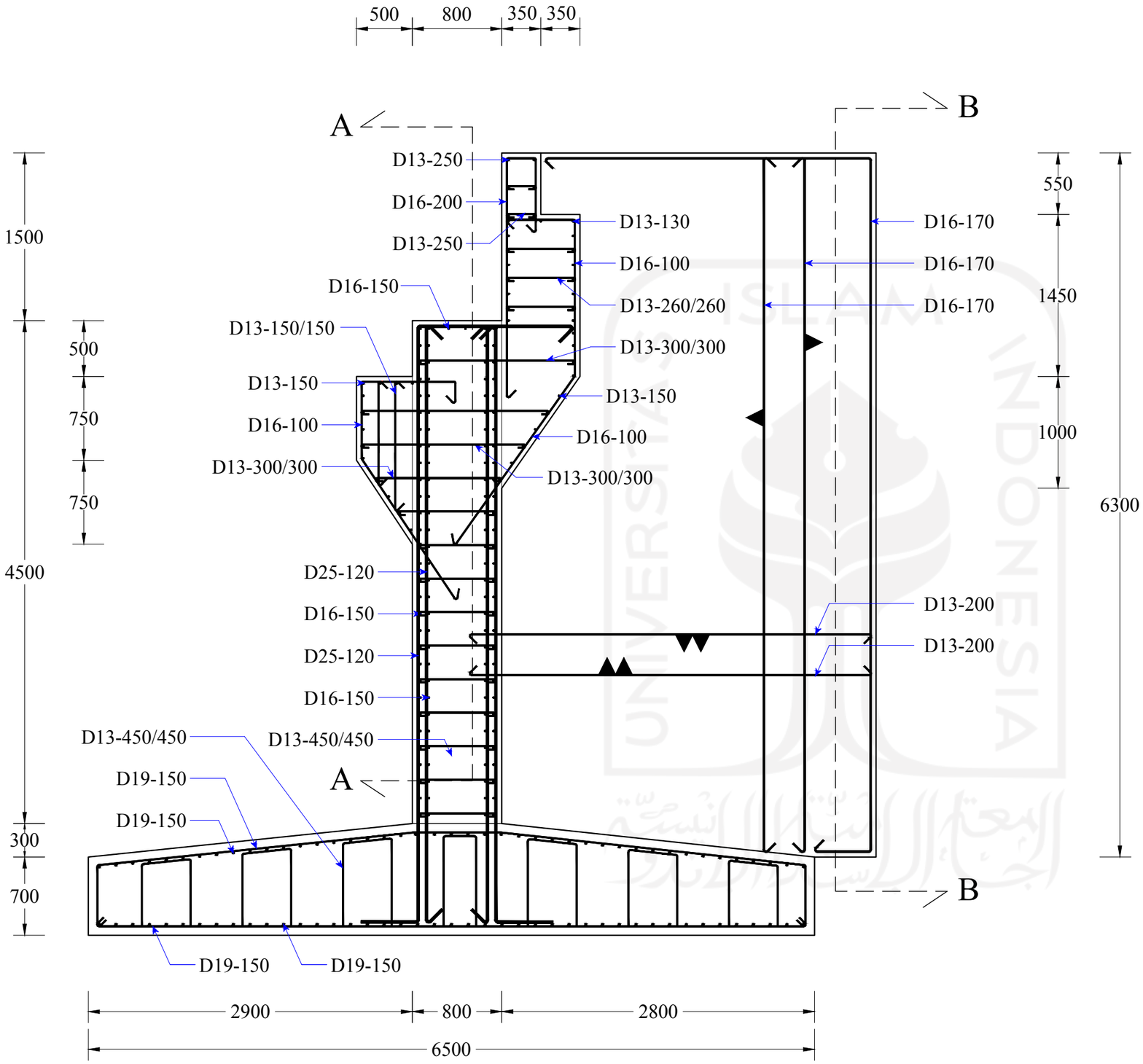
DETAIL E

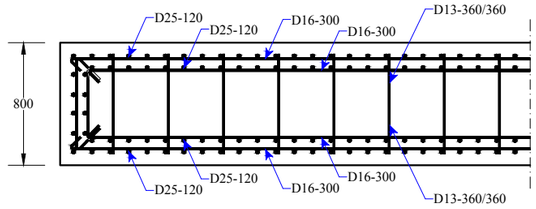


DETAIL G

DETAIL SAMBUNGAN

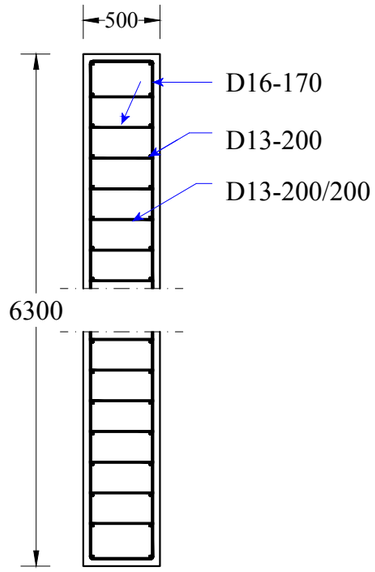
SKALA 1: 40





POTONGAN A-A

SKALA 1: 40

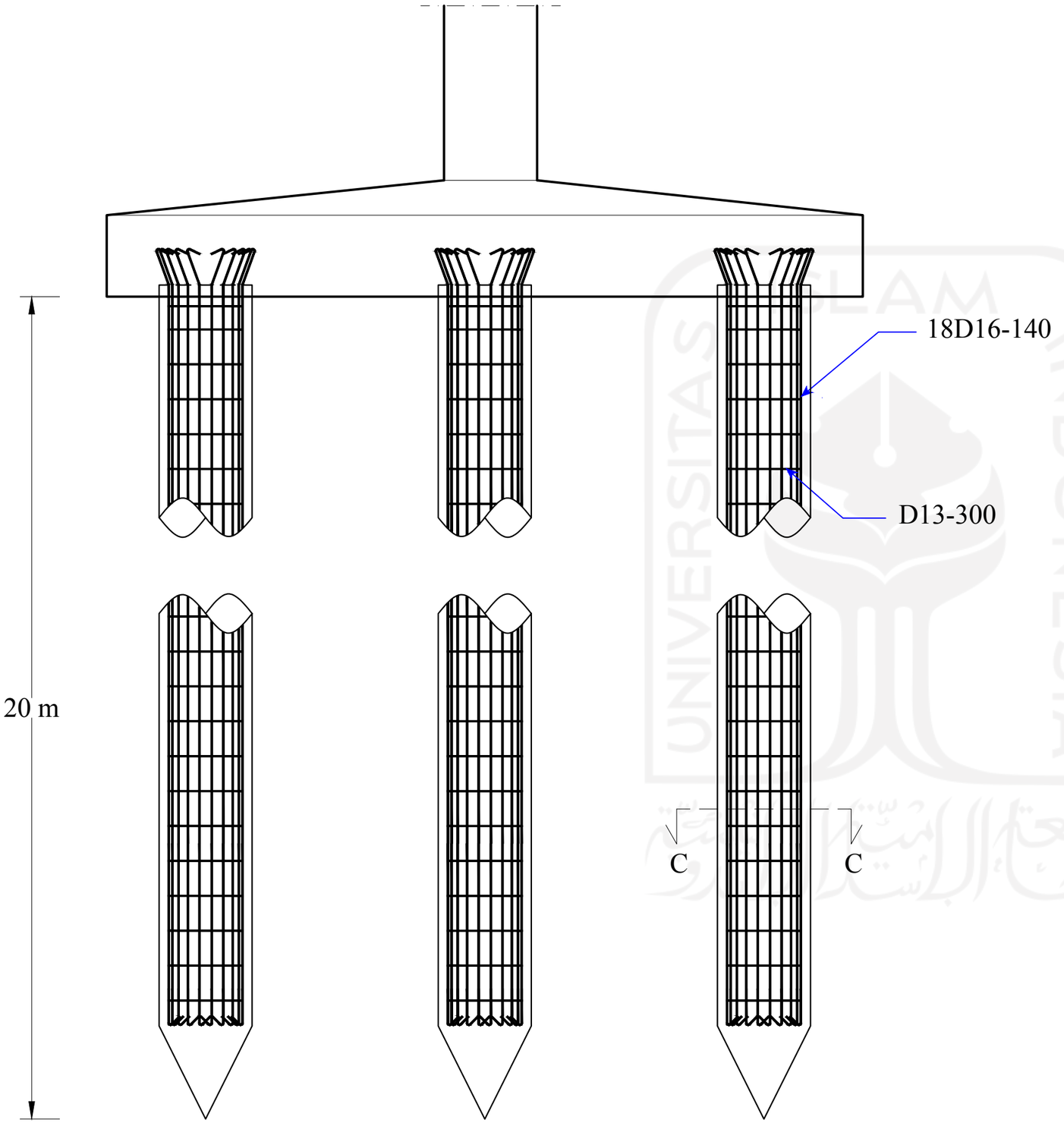


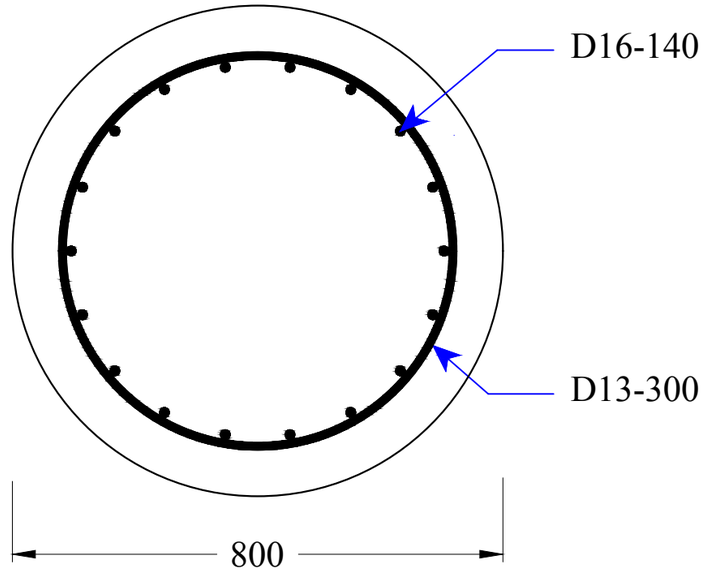
POTONGAN B-B

SKALA 1: 40

DESAIN TULANGAN ABUTMENT

SKALA 1: 40



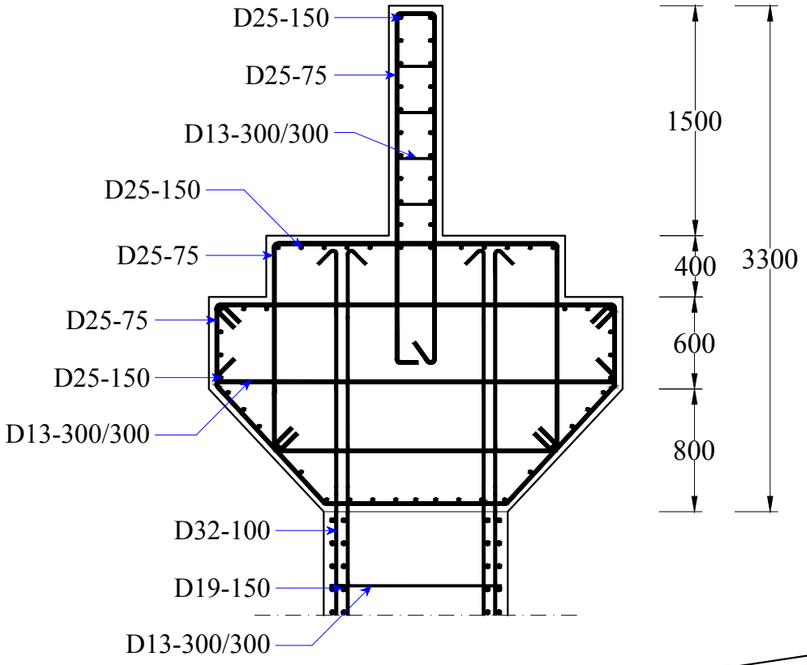


POTONGAN C-C

SKALA 1: 10

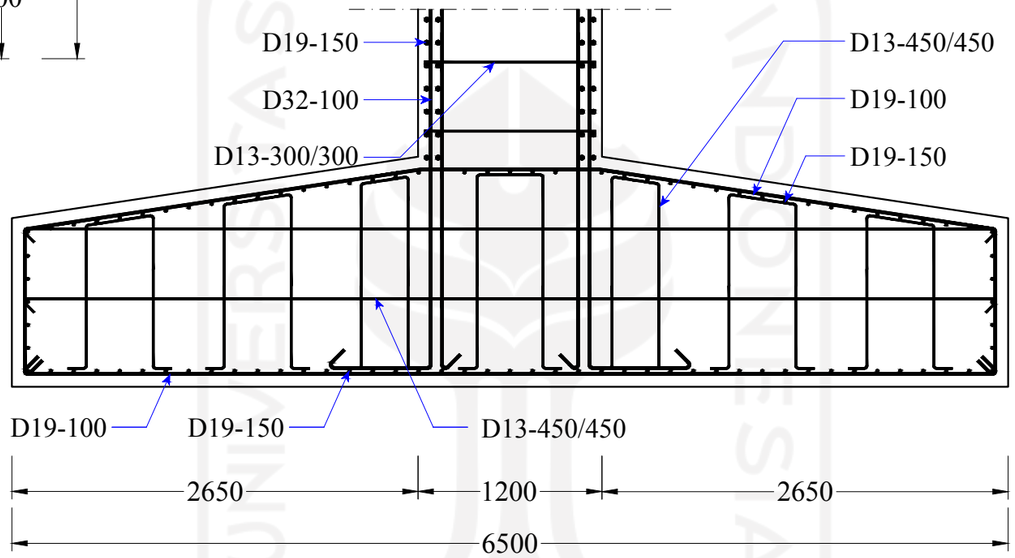
DESAIN TULANGAN FONDASI ABUTMENT

SKALA 1: 40



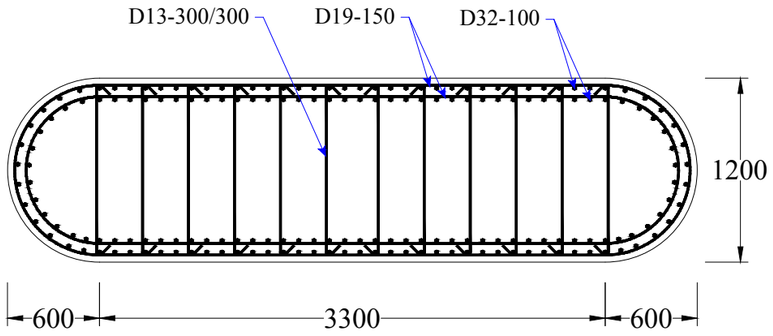
DETAIL A

SKALA 1: 40



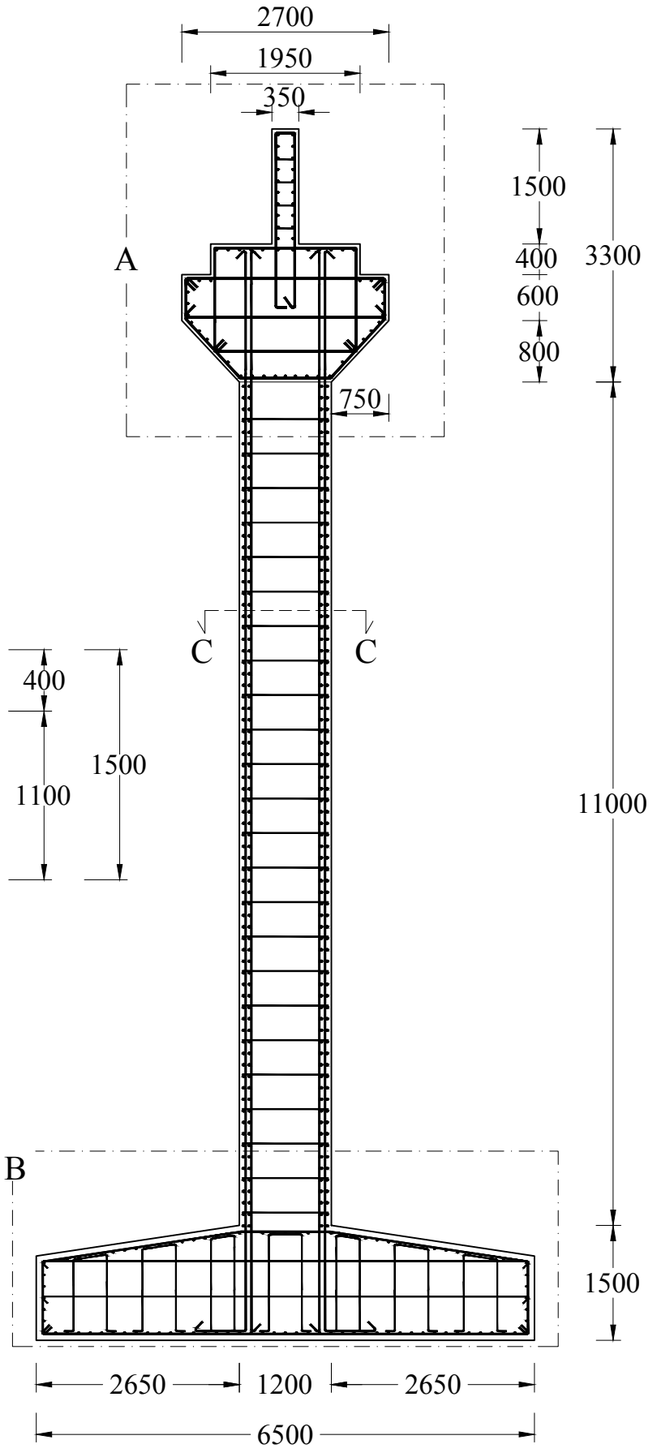
DETAIL B

SKALA 1: 40



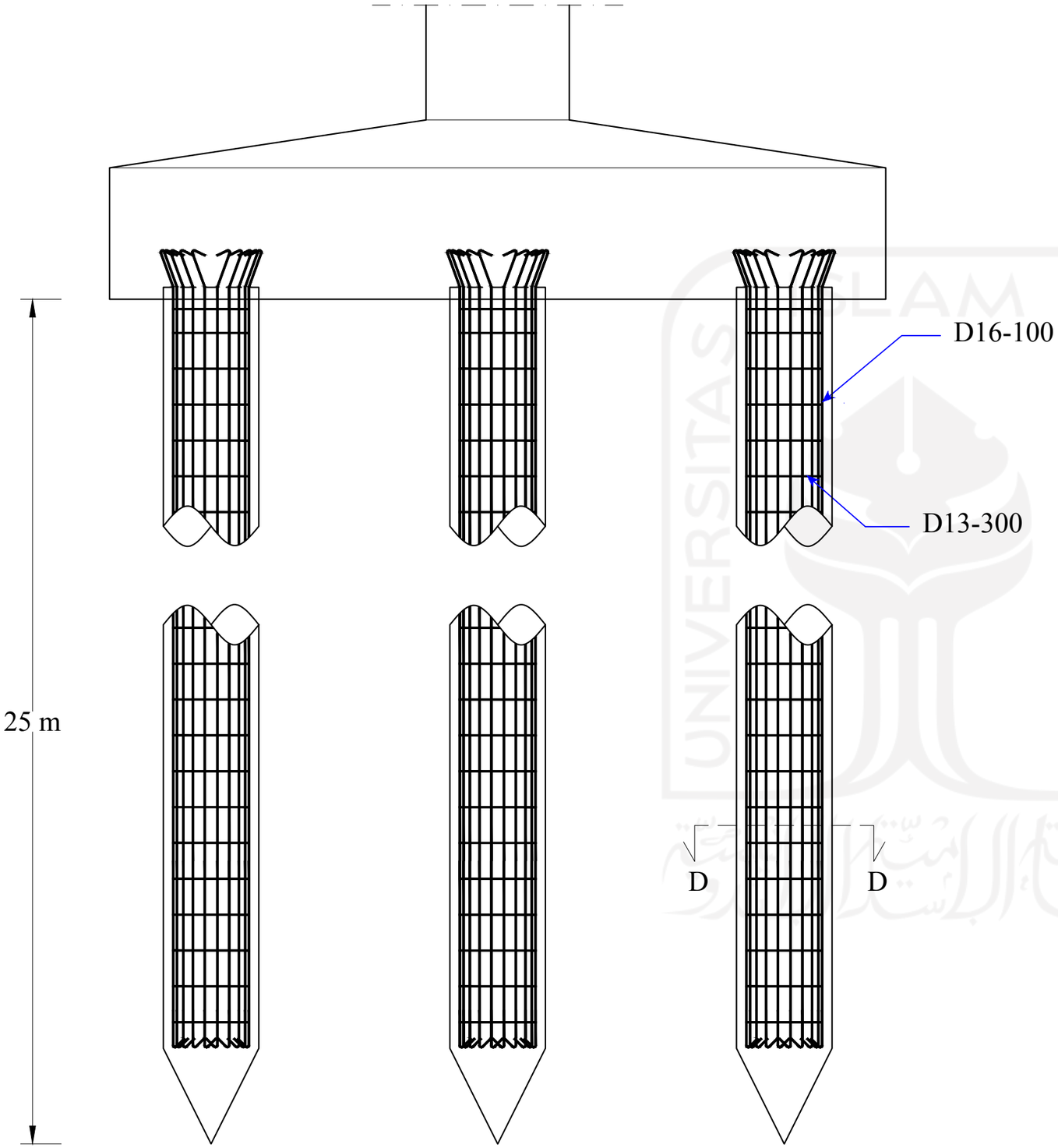
POTONGAN C-C

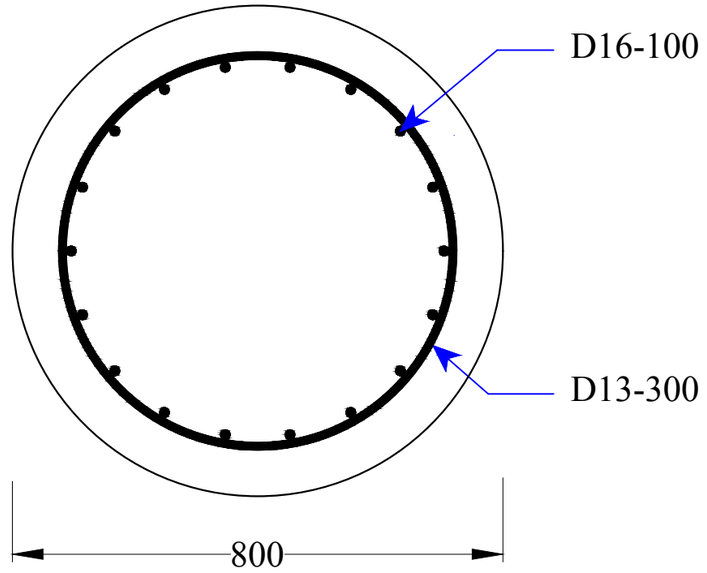
SKALA 1: 40



DESAIN TULANGAN PILAR

SKALA 1: 80





POTONGAN D-D

SKALA 1: 10

DESAIN TULANGAN FONDASI PILAR

SKALA 1: 40