

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Sebagai salah satu sarana transportasi, jembatan mempunyai fungsi sebagai sarana penghubung antar wilayah yang terpisah oleh sungai, laut, danau dan selat. Mengingat pentingnya peranan jembatan, maka pembangunan jembatan harus ditinjau dari berbagai sisi. Perencanaan teknik jembatan merupakan salah satu upaya meningkatkan fungsi dan peran jembatan, sehingga evaluasi lalu lintas disekitar jembatan diperlukan sebagai langkah awal suatu perencanaan teknik yang cermat hingga menghasilkan detail desain jembatan yang tepat dan efisien untuk memenuhi standart yang ditetapkan.

Dalam rangka memenuhi dan menunjang kebutuhan transportasi pada Proyek Pembangunan Jalan Lintas Selatan Jawa Timur, Kabupaten Kediri akan merealisasikan pembangunan jembatan penghubung kec.Ngadiluwih dan kecamatan Mojo, dimana kebutuhan jembatan di kawasan tersebut sudah sangat mendesak, Apalagi dengan bentangan Sungai Brantas yang mengalir dari Kecamatan Kras hingga Purwoasri. diharapkan dengan adanya jembatan penghubung kec.Ngadiluwih dan kec.Mojo dapat mengangkat perekonomian masyarakat sekitar terutama wilayah Kediri barat, Maka dalam kesempatan tugas akhir ini, penulis akan mengambil topik permasalahan tentang perencanaan yakni dengan mengambil judul “ Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Ngadiluwih - Mojo Kabupaten Kediri.”

1.2. Perumusan Masalah

Dalam perencanaan struktur atas jembatan rangka baja didapatkan permasalahan yang akan dibahas dalam tugas akhir ini sebagai berikut :

“ Bagaimana merencanakan Struktur jembatan rangka baja yang aman dan nyaman terhadap sarana lalu lintas yang melintas di atasnya? “

1.3. Maksud & Tujuan

maksud dalam penulisan tugas akhir ini dengan Judul “ Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Ngadiluh- Mojo Kabupaten Kediri” adalah sebagai berikut :

- a. Dapat merencanakan Suatu Struktur atas jembatan rangka baja yang efisien, aman dan nyaman terhadap lalu lintas yang melintas di atasnya.
- b. Pemenuhan syarat kelulusan program studi S1 Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Surabaya.

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

- a. untuk merencanakan struktur atas jembatan rangka baja dengan meninjau aspek lalu lintas, segi kekuatan struktur, geoteknik agar tercipta pergerakan arus lalu lintas yang lancar serta tetap mengoptimalkan fungsi dari jembatan.

-
- b. Menambah alternative sistem jaringan jalan untuk lalu lintas sektora maupun, khususnya di wilayah kabupaten Kediri dan Propinsi Jawa Timur.
 - c. Meningkatkan pertumbuhan ekonomi di kabupaten Kediri dimana wilayah Kediri.

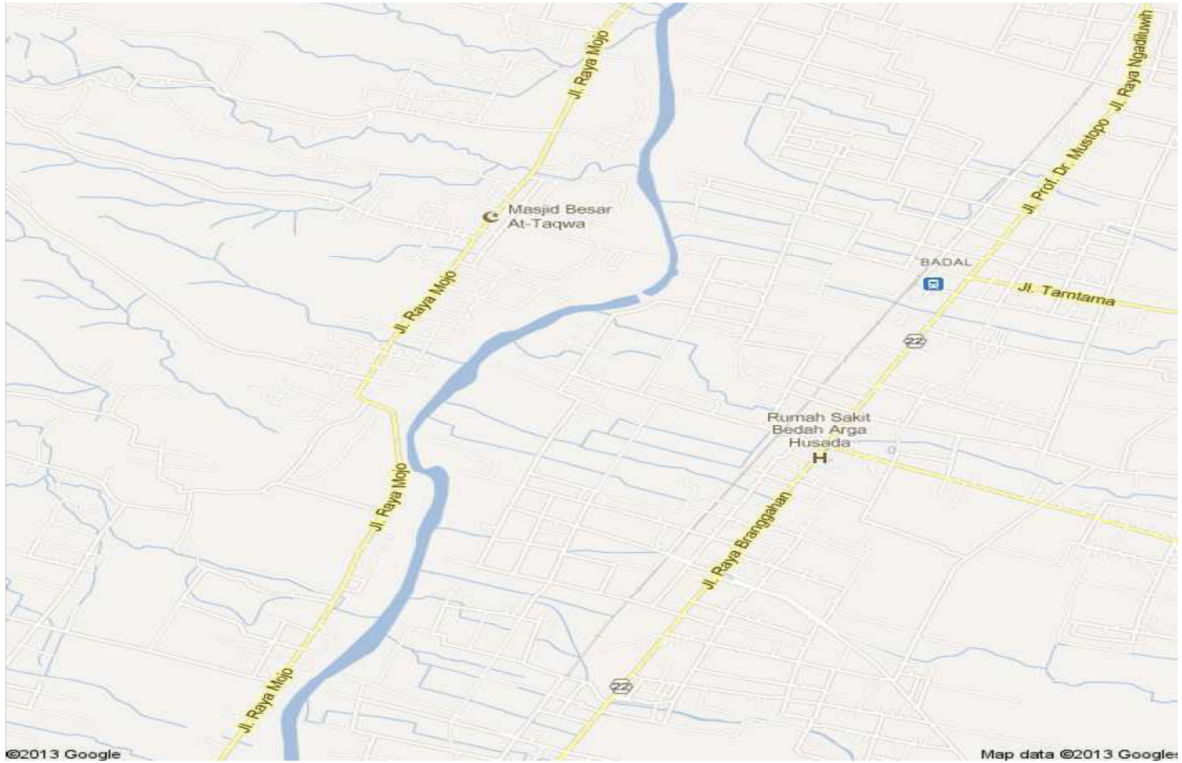
1.4. Lingkup Pembahasan

Lingkup Pembahasan masalah yang dibahas dalam perencanaan jembatan ini mencakup hal-hal sebagai berikut :

- a. Permasalahan ini hanya ditinjau dari aspek teknik saja dan tidak dilakukan analisa dari segi biaya dan waktu.
- b. Perencanaan tidak memantau aspek metode pelaksanaan pembangunan struktur jembatan.
- c. Perhitungan sambungan dibatasi pada bagian-bagian tertentu yang dianggap mewakili keseluruhan.
- d. Perencanaan ini tidak memperhitungkan kondisi beban pada waktu metode pelaksanaan.
- e. Perhitungan perencanaan struktur menggunakan program komputer.

1.5. Lokasi Perencanaan Jembatan

Lokasi perencanaan jembatan disisi utara sungai berantas berada di desa banggle kecamatan ngadiluwih dan disisi selatan sungai berantas berada di desa Tambibendo kecamatan Mojo.



1.6. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan tugas akhir terdiri dari 6 bab sebagai berikut :

BAB I : PENDAHULUAN

Dalam bab ini, akan dibahas mengenai latar belakang masalah, maksud dan tujuan, lingkup pembahasan, lokasi perencanaan.

BAB II : STUDI PUSTAKA

Dalam bab ini akan dibahas mengenai aspek arus lalu lintas, aspek tanah, aspek konstruksi dan aspek pendukung.

BAB III : METODOLOGI

Dalam bab ini akan dibahas mengenai tahapan-tahapan perencanaan yang terdiri dari persiapan, pengumpulan data, analisa data dan pengolahan data.

BAB IV : ANALISA DATA

Bab ini membahas mengenai metode pengumpulan data, analisa data lalu lintas,

analisa data tanah dan penentuan spesifikasi jembatan.

BAB V : PERHITUNGAN STRUKTUR

Bab ini membahas mengenai hasil analisa data yang akan dihitung untuk perencanaan spesifikasi teknis bangunan dan perhitungan bangunan utama maupun bangunan penunjang atau tambahan.

BAB VI : PENUTUP

Bab ini merupakan kesimpulan dan saran-saran mengenai hasil-hasil perhitungan dan perencanaan struktur jembatan tersebut.

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Konstruksi suatu jembatan terdiri atas bangunan atas, bangunan bawah dan pondasi. Bangunan atas dapat digunakan balok *grider* ataupun rangka baja, lantai, trotoir dan sandaran. Sedangkan bangunan bawah berupa *abutment*. Pondasi dapat menggunakan pondasi tiang pancang ataupun sumuran, tergantung dari kondisi tanah dasarnya.

Sebelumnya, ada beberapa aspek yang perlu ditinjau yang nantinya akan mempengaruhi dalam perencanaan jembatan, aspek tersebut antara lain :

- a. Arus lalu lintas
- b. Hidrologi
- c. Kondisi tanah
- d. Struktur bangunan jembatan
- e. Aspek pendukung lain

2.2 DASAR PERENCANAAN

2.2.1. ASPEK ARUS LALU LINTAS

Dalam perencanaan, lebar jembatan sangat dipengaruhi oleh arus lalu lintas yang melintasi jembatan dengan interval waktu tertentu yang diperhitungkan terhadap Lalu lintas Harian Rata-rata/LHR maupun dalam satuan mobil penumpang / *smp* (*Pesangger Car Unit* / PCU). Dalam penentuan LHR / Volume yang lewat jembatan Ngadiluwih - Mojo diambil beberapa analisa antara lain dari data lalu lintas jalan terdekat dengan jembatan (perkiraan volume yang lewat jembatan).

2.2.1.1. Lalu Lintas Bangkitan

Kemampuan menghitung lalu lintas yang kita taksir akan menggunakan jalan baru dikemudian hari, lalu lintas yang dialihkan / ditarik dari jalan lain dan telah tumbuh berkembang sesuai rata-rata nasional berdasarkan pertumbuhan jumlah penduduk dan kepemilikan kendaraan. Bila suatu jalan baru telah dibangun biasanya menarik sebagian orang-orang untuk menggunakannya, dikatakan jalan baru membangkitkan

lalu lintas. Ini terjadi pada ruas jalan yang menghubungkan antara Ngadiluwih dan Mojo.

2.2.2 ASPEK HIDROLOGI

Data-data hidrologi yang diperlukan dalam merencanakan suatu jembatan antara lain sebagai berikut :

1. Peta topografi DAS
2. Peta situasi dimana jembatan akan dibangun
3. Data curah hujan dari stasiun pemantau terdekat
4. Data sungai

Data-data tersebut nantinya dibutuhkan untuk menentukan elevasi banjir tertinggi, kedalaman penggerusan (*scouring*) dan lain-lain. Dengan mengetahui hal tersebut kemudian dapat direncanakan:

1. Clearence jembatan dari muka air tertinggi
2. Bentang ekonomis jembatan
3. Penentuan struktur bagian bawah

Analisa dari data-data hidrologi yang tersedia meliputi:

2.2.2.1. Analisa Frekuensi Curah Hujan

Besarnya curah hujan suatu Daerah Aliran Sungai (DAS) diperhitungkan dengan mengikuti aturan metode *gumbell* yang menyebutkan bahwa data curah hujan suatu stasiun dapat dipakai dipada daerah pengaliran stasiun tersebut.

Untuk keperluan analisa ini, dipilih curah hujan tertinggi yang terjadi tiap tahun sehingga diperoleh curah hujan harian maksimum. Dari metode *gumbell*, analisa distribusi frekuensi *extreme val* sebagai berikut :

$$X_{rata-rata} = \dots\dots\dots (2.1)$$

$$Sx = \dots\dots\dots (2.2)$$

$$K_r = 0.78 \dots\dots (2.3)$$

$$X_{tr} = R = X_{rata-rata} + (K_r \times Sx) \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan :

$X_{rata-rata}$ = Curah hujan maksimum rata-rata selama tahun pengamatan (mm),

Sx = Sr=tandart deviasi,

K_r = Faktor frekuensi *gumbell*,

X_{tr} = Curah hujan untuk periode tahun berulang T_r (mm),

2.3.2. Analisa Banjir Rencana

Perhitungan banjir rencana ditinjau dengan cara formula *Rational Mononobe* :

1. Kecepatan Aliran V (m/dtk)

Menurut formula Rizha :

$$V = 72 x \dots\dots\dots (2.5)$$

Dengan : V = Kecepatan aliran (m/dtk)

H = Selisih elevasi (m)

L = Panjang aliran (m)

2. Time Conecentration TC

$$TC = \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan : TC = Waktu pengaliran (detik),

L = Panjang aliran (m)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

3. Intensitas Hujan I

$$I = x \dots\dots\dots (2.7)$$

Dengan : I = Intensitas hujan (mm/jam)

R = Curah hujan (mm)

4. Debit Banjir Q (m³)

$$Q_{tr} = C \times I \times A \times 0,278 \dots\dots\dots$$

(2.8)

Dengan : Q_{tr} = Debit banjir rencana (m³),

A = Luas DAS (km²),

C = Koefisien *run off*.

5. Analisa Debit Penampang.

$$Q = A \times V \rightarrow A = (B \times mH) \dots\dots\dots (2.9)$$

Dengan : Q_{tr} = Debit Banjir (m³),

M = Kemiringan lereng sungai,

B = Lebar penampang sungai (m),

A = Luas penampang basah (m²),

H = Tinggi muka air sungai (m).

Koefisien *run off* merupakan perbandingan antara jumlah limpasan dengan jumlah curah hujan. Besar kecilnya nilai koefisien limpasan ini dipengaruhi oleh kondisi

topografi dan perbedaan penggunaan tanah dapat dilihat pada table 2.1

Tabel 2.1 Koefisien Limpasan (*Run Off*)

Kondisi Daerah Pengaliran dan Sungai	Harga dari f
Daerah pegunungan yang curam	0,75 – 0,9
Daerah pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

Sumber : Hidrologi untuk pengairan

2.3.3. Analisa Kedalaman Penggerusan (*Scouring*)

Tinjauan mengenai kedalaman penggerusan ini memakai metode *Lacey* dimana kedalaman penggerusan ini dipengaruhi oleh jenis material dasar sungai.

Tabel 2.2 Faktor Lempung Lacey

No.	Jenis Material	Diameter (mm)	Faktor (f)
1.	Lanau sangat halus (<i>very fine silt</i>)	0,052	0,40
2.	Lanau halus (<i>fine silt</i>)	0,120	0,80
3.	Lanau sedang (<i>medium silt</i>)	0,233	0,85
4.	Lanau (<i>standart silt</i>)	0,322	1,00
5.	Pasir (<i>medim sand</i>)	0,505	1,20
6.	Pasir kasar (<i>coarse sand</i>)	0,725	1,50
7.	Kerikil (<i>heavy sand</i>)	0,920	2,00

Sumber : buku mekanika tanah, Nakazawa Kazuto dkk, 2000

Rumus Lacey :

$$\text{Untuk } L < W \rightarrow d = H * \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\text{Untuk } L > W \rightarrow d = 0,473 \dots\dots\dots(2.11)$$

W = Lebar alur sungai (m)

H = Tinggi banjir rencana (m),

Q = Debit maksimum (m³),

F = Faktor Lempung.

2.2.3. ASPEK TANAH

Tinjauan aspek tanah pada perencanaan jembatan Ngadiluwih – Mojo ini meliputi tinjauan terhadap data-data tanah yang ada seperti : sondir, boring, nilai kohesi, sudut geser tanah, γ tanah nilai *California Bearing Ratio* (CBR), kadar air tanah dan void ratio, agar dapat ditentukan jenis pondasi yang akan digunakan, kedalaman serta dimensinya. Selain itu data-datatanah diatas juga dapat untuk menentukan jenis perkuatan tanah dan kesetabilan lereng (stabilitas tanah) guna mendukung keamanan dari struktur yang akan dibuat.

2.2.4. ASPEK KONSTRUKSI

Melihat bentang sungai Brantas yang lebar haruslah diprioritaskan dalam menentukan bentang untuk setiap section atau span, hal ini berkaitan sekali untuk mendapatkam efisiensi yang tinggi seperti dimensi yang ekonomis dan pelaksanaanya yang mudah. Dengan pertimbangan dari berbagai tinjauan terhadap biaya pemeliharaan dan efisiensi pekerjaan dilokasi, maka jembatan Ngadiluwih-Mojo ini direncanakan sebagai berikut :

-
- a. Gelagar induk : Rangka Baja (Profil WF)
 - b. Plat lantai : Beton Komposit
 - c. Tumpuan : Untuk tumpuan gelagar jembatan beton digunakan rubber bearing yang dapat menerima beban efektif antara 50-300 ton.
 - d. Bentang Total : 3 x 60 m
 - e. Lebar jembatan : 7 + 2 x 1 m
 - f. Lebar lantai kendaraan : 7 m
 - g. Lebar trotoar : 2 x 1 m
 - h. Kelas jembatan : Klas A
 - i. Mutu baja : BJ 37
 - j. Sambungan : baut BJ 52
 - k. Mutu beton : $f_c' = 20.8$ Mpa
 - l. Mutu tulangan : $f_y = 390$ Mpa
 - m. Konstruksi atas
 - a. Struktur atas : Rangka Baja
 - b. Lantai jembatan : lapisan aspal beton
 - c. Ikatan angin : tertutup
 - n. Konstruksi bawah
 - a. Abutment : beton bertulang
 - b. Pilar : beton bertulang

c. Pondasi : tiang Pancang

2.5.1. Pembebanan Struktur

Beban yang bekerja pada struktur jembatan ini disesuaikan dengan Bridge Management System (BMS) yaitu :

A. Beban permanen

1. Beban sendiri

Berat nominal dan terfaktor dari berbagai bahan dapat diambil dari table 2.4

Tabel 2.4. Berat nominal dan terkurangi

Bahan jembatan	Berat Sendiri kN/m ³	Berat Sendiri kN/m ³	Berat Sendiri kN/m ³
Beton Massa	24	31,2	18
Beton Bertulang	25	32,5	18,80
Beton Bertulang / Pratekan	25	30	21,30
Baja	77	84,7	69,30
Kayu, Kayu lunak	7,8	10,9	5,50
Kayu, kayu lunak	11	15,4	7,7

Sumber : *Brigde management System (BMS-1992)*

2. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat semua elemen tidak structural yang dapat bervariasi selama umur jembatan seperti :

- a. Peralatan permukaan khusus
- b. Pelapisan ulang dianggap 50 mm aspal beton hanya digunakan dalam kasus menyimpang dan nominal 22 kN/m².
- c. Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton
- d. Tanda-tanda
- e. Perlengkapan umum seperti pipa air dan penyaluran (dianggap kosong atau penuh)

3. Tekanan Tanah

Keadaan aktif

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 - 2.C.tan \dots\dots\dots(2.12)$$

Keadaan pasif

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 - 2.C.tan \dots\dots\dots(2.13)$$

B. Beban Lalu Lintas

1. Beban Kendaraan Rencana

a. Aksi kendaraan

Beban kendaraan mempunyai 3 komponen :

- 1) Komponen vertical
- 2) Komponen rem
- 3) Komponen sentrifugal (untuk jembatan melengkung)

b. Jenis kendaraan

Beban lalu lintas untuk rencana jembatan jalan raya terdiri dari pembebanan lajur "D" dan pembebanan truk "T". pembebanan lajur "D" diletakkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya, jumlah total pembebanan lajur "D" yang diletakkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan.

Pembebanan truk "T" adalah berat kendaraan, berat tunggal dengan 3 gandar yang diletakkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas

renacana. Tiap gandar terdiri dari 2 pembebanan bidang kontak yang dimaksud agar mewakilpengruh moda kendaraan berat. Hanya 1 truk “T” boleh ditempatkan pi erlajur lalu lintas rencana.

2. Beban lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari :

- a. Beban terbagi rata dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut :

$$L < 30 \text{ m} ; q = 8.0 \text{ kPa} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$L > 30 \text{ m} ; q = 8.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

- b. Beban terbagi rata boleh ditempatkan dalam panjang terputus agar terjadi pengaruh mkasimum. Dalam hal ini L adalah jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut.
- c. Beban garis sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang

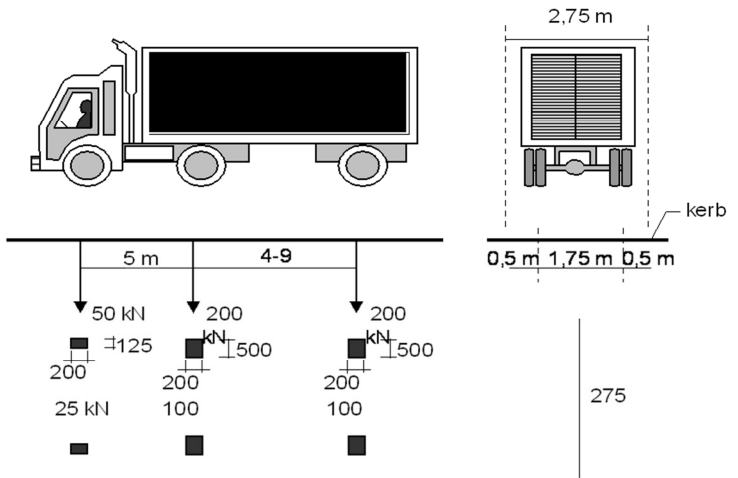
jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

$$P = 44,0 \text{ kN/m} \dots\dots\dots (2.15)$$

Pada bentang menerus ditempatkan dalam kedudukan lateral sama yaitu tegak lurus arah lalu lintas pada dua bentang agar momen lentur negative menjadi maksimum.

3. Beban Truk “T”

Hanya satu truk yang harus ditempatkan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh dari jembatan. Truk “T” harus ditempatkan ditengah lajur lalu lintas. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dalam table berikut :



Gambar 2.1 Beban "T"

Tabel 2.5 Jumlah Maksimum Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur tunggal	4.0 – 5.0	1
Dua arah tanpa median	5.5 – 8.25	2
	11.25 – 15.0	4
Jalan kendaraan majemuk	10.0 – 12.9	3
	11.25 – 15.0	4
	15.1 – 18.75	5
	18.8 – 22.5	6

Sumber : Brigde Management Sistem (BMS 1992)

4. Gaya Rem

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan pengaruh gaya rem 5% dari beban “D” tanpa koefisien kejutan yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada. Gaya rem tersebut dianggap bekerja dalam

arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m diatas permukaan lantai kendaraan.

5. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki untuk jembatan jalan raya tergantung pada luas beban yang dipikul oleh unsur yang direncanakan. Bagaimanapun, lantai dan gelagar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk 5 kPa.

6. Beban tumbuk pada penyangga jembatan.

Penyangga jembatan dalam daerah lalu lintas harus direncanakan :

- a. Tumbukan kendaraan diambil sebagai beban statis SLS sebesar 1000 kN pada 10^0 terhadap garis pusat jalan pada tinggi sebesar 1,8 m.
- b. Pengaruh tumbukan kereta api dan kapal ditentukan oleh yang berwenang dengan relevan.

C. Beban Lingkungan

1. Penurunan

Jembatan direncanakan agar menampung perkiraan penurunan total dan diferensial.

2. Gaya Angin.

Luas ekuivalen diambil sebagai luas pada jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus yang dibatasi oleh unsure rangka terluar. Pengaruh beban angin sebesar 150 Kg/m^2 pada jembatan ditinjau berdasarkan bekerjanya beban angin horizontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan.

3. Gaya Aliran Sungai

Gaya aliran sungai tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai pada butir yang ditinjau.

4. Hanyutan

Gaya aliran sungai dinaikan bila hanyutan dapat terkumpul pada struktur. Kecuali tersedia keterangan lebih tepat, gaya hanyutan dapat dihitung seperti berikut :

a) Keadaan batas ultimit (banjir 50 th)

$$P = 0,78 \times V_s^2 \times A_D \dots\dots\dots (2.16)$$

b) Keadaan batas ultimit (banjir 100 th)

$$P = 1,04 \times V_s^2 \times A_D \dots\dots\dots(2.17)$$

Dengan :

V_s = Kecepatan aliran rata2 untuk keadaan
batas yang ditinjau (m/dtk)

A_D = luas hanyutan yang bekerja pada pilar.

5. Batang Kayu

Gaya pada pilar akibat tumbukan batang kayu selama banjir rencana untuk beton padat adalah :

Gaya tumbukan nominal (kN) batang kayu =
 $26,67 V_s$

Gaya tumbukan batang kayu (kN)

$$\text{Banjir 50 tahun} \quad = 40 \times V_s^2$$

$$\text{Banjir 100 tahun} \quad = 53,3 \times V_s^2$$

Dengan : V_s = kecepatan air rata-rata (m/dt)
untuk keadaan batas yang ditinjau.

6. Gaya Gempa

Jembatan yang akan dibangun didaerah rawan gempa bumi harus direncanakan. Pengaruh gempa bumi pada jembatan diperhitungkan

senilai dengan pengaruh gaya horizontal yang bekerja pada titik berat konstruksi / bagian konstruksi yang ditinjau dalam arah yang paling berbahaya. Gaya tersebut dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$K_k = E \times G_p \dots\dots\dots (2.18)$$

Dengan :

E = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, periode dan kondisi tanah

G_p = Beban mati bangunan (kN)

K = gaya gempa (kN)

7. Gaya Memanjang

Akibat gesekan pada tumpuan yang bergerak terjadi oleh pemuaian dan penyusutan jembatan atau sebab lain. Jembatan harus pula ditinjau terhadap gaya yang timbul akibat gesekan pada tumpuan bergerak, karena adanya pemuaian dan penyusutan dari jembatan akibat perbedaan suhu dan akibat-akibat lain. Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau akibat beban mati saja, sedang

besarnya ditentukan berdasarkan koefisien gesek pada tumpuan yang bersangkutan. Menurut PPPJR, 1987 koefisien gesek pada tumpuan memiliki nilai sebagai berikut :

a. Tumpuan rol baja :

- 1) Dengan satu atau dua rol 0,01
- 2) Dengan tiga rol atau lebih 0,05

b. Tumpuan gesekan :

- 1) Antara baja dengan campuran tembaga
kera dan baja 0,15
- 2) Antara baja dengan baja atau besi tuang
0,25
- 3) Antara karet dengan baja/beton 0,5
– 0,18

Tumpuan-tumpuan khusus harus disesuaikan dengan persyaratan spesifikasi dari pabrik material yang bersangkutan atau didasarkan atas hasil percobaan dan mendapatkan persetujuan dari pihak berwenang.

2.5.2. Struktur Atas (*Upper Structure*)

Struktur atas merupakan struktur dari jembatan yang terletak dibagian atas jembatan .struktur jembatan bagian atas meliputi :

1. Sandaaran

Merupakan pembatas antara kendaraan dengan pinggiran jembatan sehingga member rasa aman bagi pengguna jalan. Sandaran dibuat dari pipa baja yang bekerja pada sandaran adalah beban sebesar 100 kg yang bekerja dalam arah horizontal setinggi 0,9 m.

2. Trotoir

Konstruksi *trotoir* direncanakan sebagai pelat beton yang diletakkan pada lantai jembatan bagian samping yang diasumsikan sebagai pelat yang bertumpu sederhana pada pelat jalan. Prinsip perhitungan pelat *Trotoir* sesuai dengan SKSNI T – 15 – 1991 – 03.

Pembebanan pada trotoir meliputi :

- a) Beban mati berupa berat sendiri pelat.

-
- b) Beban hidup sebesar 500 kg/m^2 berupa beban merata dan beban terpusat.

Penulangan plat *Trottoir* diperhitungkan sebagai berikut :

$$D = h - p - 0,5\phi \dots\dots\dots (2.19)$$

ρ_{\min} dan ρ_{\max} dapat dilihat pada table GTPBB (Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

syarat : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$A_s = \rho \times b \times d \dots\dots\dots (2.20)$$

Dengan : d = tinggi efektif pelat (m)

h = tebal plat (mm)

ϕ = diameter tulangan (mm)

b = lebar pelat per meter (m)

3. Pelat Lantai

Berfungsi sebagai penahan lapisan perkerasan.

Plat lantai kendaraan diasumsikan tertumpu pada dua sisi. Pembebanan pada pelat lantai meliputi :

- a) Beban mati berupa berat sendiri pelat, berat *pavement* dan berat air hujan

b) Beban hidup berupa muatan “T” dengan beban gandar maksimum 10 T.

Perhitungan untuk penulangan pelat lantai jembatan sama dengan prinsip penulangan pada plat *trottoir*. Prinsip perhitungan pelat *trottoir* sesuai dengan SKSNI T – 15 – 1991 – 03.

4. Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang berfungsi menahan beban plat lantai, apis perkerasan dan beban air hujan, kemudian menyalurkannya ke gelagar melintang.

5. Gelagar Melintang

Gelagar melintang menerima limpahan beban dari gelagar memanjang kemudian menyalurkan ke rangka baja. Baik gelagar memanjang maupun melintang harus ditinjau terhadap :

Menurut Margaret & Gunawan (1999), Kontrol Kekuatan :

$$\sigma = \dots\dots\dots$$

(2.20)

dengan :

M = Momen (KN.m)

$W = \text{Momen tahanan (KN.m)}$

Control kekuatan :

..... (2.21)

Dengan : $L = \text{bentang (m)}$

..... (2.22)

Dengan :

$E = \text{Modulus Elastisitas Bahan (MPa)}$

$I = \text{Momen Inersia (cm}^4\text{)}$

6. Rangka Baja

Rangka baja berfungsi menahan semua beban yang bekerja pada jembatan dan menyalurkan pada tumpuan untuk disalurkan ketanah dasar melalui pondasi.

7. Ikatan Angin

Ikatan Angin berfungsi untuk menahan gaya akibat angin.

8. Andas Jembatan

Perletakan elastomer umumnya terbuat dari karet dan pelat baja yang diikat bersatu selama vulkanisasi, dan mempunyai selimut sisi elastomer minimum sebesar enam mm dan atas

bawah sebesar empat mm untuk melindungi pelat baja.

9. Oprit

Oprit dibangun agar memberikan kenyamanan saat peralihan dari ruas jalan ke jembatan. Oprit disini dilengkapi dengan dinding penahan. Pada perencanaan oprit, perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut :

- a. Tipe dan kelas jalan ataupun jembatan Hal ini sangat berhubungan dengan kecepatan rencana
- b. Volume lalu lintas
- c. Tebal perkerasan

2.5.3. Struktur Bawah (*Sub Structure*)

1. Pilar

Pilar identik dengan *abutment* perbedaanya hanya pada letak konstruksi saja. Sedangkan fungsi pilar adalah untuk memperpendek bentang jembatan yang terlalu panjang. Pilar terdiri dari bagian-bagiab antara lain :

- a) Kepala pilar (*pierhead*)

b) Kolom pilar

c) Pilecap

Dalam mendesain pilar dilakukan dengan urutan sebagai berikut :

1. Menentukan bentuk dan dimensi rencana penampang pilar serta mutu beton serta tulangan yang diperlukan.
2. Mementukan pembebanan yang terjadi pada pilar :
 - a. Beban mati berupa rangka baja, lantai jembatan, trotoir, perkerasan jembatan (*pavement*), sandaran, dan air hujan
 - b. Beban hidup berupa beban merata dan garis serta beban di *trottoir*.
 - c. Beban skunder berupa beban gempa, rem koefisien kejut, beban angin dan beban akibat aliran dan tumbukan benda-benda hanyutan.
3. Menghitung momen, gaya normal dan gaya geser yang terjadi akibat kombinasi dari beban-beban yang bekerja.

-
4. Mencari dimensi tulangan dan cek apakah pilar cukup memadai untuk menahan gaya-gaya tersebut.

2. Abutment

Dalam perencanaan ini, struktur bawah jembatan berupa abutment yang dapat diasumsikan sebagai dinding penahan tanah. Dalam hal ini perhitungan *abutment* meliputi :

1. Menentukan bentuk dan dimensi rencana penampang abutment serta mutu beton serta tulangan yang diperlukan.
2. Menentukan pembebanan yang terjadi pada abutment :
 - a. Beban mati berupa rangka baja, lantai jembatan, trotoir, perkerasan jembatan, sandaran dana air hujan.
 - b. Beban hidup berupa beban merata dan garis serta beban di *trottoir*
 - c. Baban sekunder, berupa beban gempa, tekanan tanah aktif, rem dan koefisien kejut,

beban angin dan beban akibat aliran dan tumbukan benda-benda hanyutan.

3. Menghitung moment, gaya normal dan gaya geser yang terjadi akibat kombinasi dari beban yang bekerja.
4. Mencari dimensi tulangan dan cek apakah abutment cukup memadai untuk menahan gaya-gaya geser tersebut.
5. Ditinjau juga kestabilan terhadap *sliding* dan bidang runtuh tanah.

2.5.4. Pondasi

Pondasi menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Jenis pondasi umum yang dipertimbangkan adalah sebagai berikut :

Alternatif 1 :

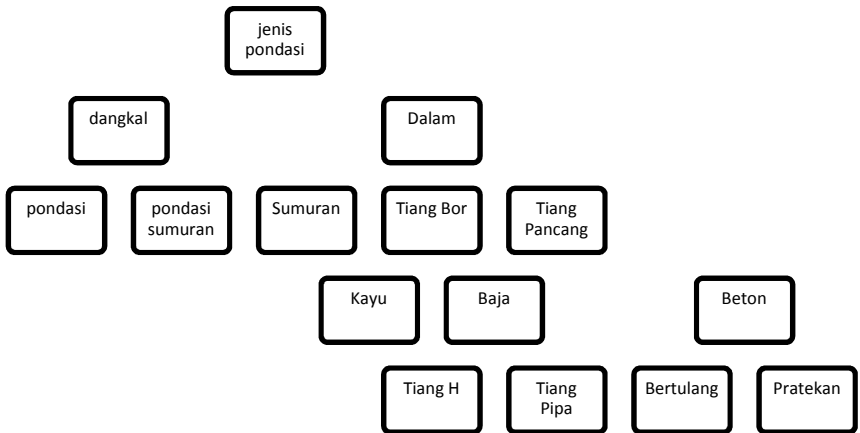
Pondasi dangkal

Dapat dilakukan dengan pondasi langsung maupun sumuran.

Alternatif 2 :

Pondasi dalam

Dapat dilakukan dengan sumuran, tiang bor maupun tiang pancang (dari bahan kayu, baja, beton).



Gambar 2.2 Bagan Jenis Pondasi

Perencanaan pondasi ditinjau terhadap pembebanan vertical dan lateral, dimana berdasarkan data tanah diketahui bahwa lapisan tanah keras terletak pada lapisan sangat dalam. Sehingga pondasi pada

perencanaan jembatan Ngadiluwih-Mojo ini direncanakan menggunakan pondasi tiang bor.

2.5.5. Drainase

Fungsi drainase adalah untuk membuat air hujan secepat mungkin dialirkan ke luar dari jembatan sehingga tidak terjadi genangan air dalam waktu yang lama. Akibat terjadinya genangan air maka akan mempercepat kerusakan struktur dari jembatan itu sendiri. Saluran drainase ditempatkan pada tepi kanan-kiri dari badan jembatan.

2.6. ASPEK PENDUKUNG

Dalam perencanaan jembatan ini, ada beberapa aspek pendukung yang harus diperhatikan antara lain :

2.6.1. Pelaksanaan dan Pemeliharaan

1. baja sangat baik digunakan untuk jembatan dengan bentang yang panjang karena kekuatan lelehnya tinggi sehingga diperoleh dimensi profil yang optimal.
2. Konstruksi baja yang digunakan merupakan hasil pabrikasi dengan standar yang telah

disesuaikan dengan bentang jembatan sehingga mempercepat proses pelaksanaan dilapangan.

3. Struktur yang dihasilkan bersifat permanen dengan cara pemeliharaan yang tidak terlalu sukar.
4. Komponen-komponen yang sudah tidak dapat digunakan lagi masih mempunyai nilai sebagai besi tua.

2.2.5. ASPEK PENDUKUNG (EKONOMI)

1. Dengan adanya jembatan yang menghubungkan Ngadiluwih-Mojo ini, maka diharapkan daerah disekitarnya menjadi daerah yang potensial.
2. Terbukanya kawasan baru sebagai penunjang transportasi untuk mempercepat pertumbuhan ekonomi.

BAB III

METODOLOGI

3.1. PERSIAPAN

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan dan pengolahan data. Dalam tahapan awal ini disusun hal-hal penting yang harus segera dilakukan dengan tujuan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan.

Tahap persiapan ini meliputi kegiatan-kegiatan sebagai berikut :

1. Studi pustaka terhadap materi desain untuk menentukan garis besarnya.
2. Menentukan kebutuhan data.
3. Pengadaan persyaratan administrasi untuk perencanaan data.
4. Pembuatan proposal penyusunan Tugas Akhir.
5. Survey lokasi untuk mendapatkan gambaran umum kondisi proyek.
6. Perencanaan jadwal pembuatan desain.

Persiapan diatas harus dilakukan secara cermat untuk menghindari pekerjaan berulang-ulang. Sehingga tahap pengumpulan data menjadi optimal.

3.2. PENGUMPULAN DATA

Pengumpulan data merupakan sarana pokok untuk menemukan penyelesaian suatu masalah secara ilmiah. Dalam pengumpulan data, peranan instansi yang terkait sangat diperlukan sebagai pendukung dalam memperoleh data-data yang diperlukan.

Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengumpulan data adalah :

1. Jenis-jenis data.
2. Tempat diperolehnya data.
3. Jumlah data yang harus dikumpulkan agar diperoleh data yang memadai (cukup, seimbang dan tepat / akurat) .

Untuk perencanaan Jembatan Ngadiluwih – Mojo di Kabupaten Kediri, diperlukan sejumlah data yang didapat secara langsung yaitu dengan melakukan peninjauan langsung ke lapangan ataupun data yang didapatkan dari instansi terkait, serta data penunjang lainnya, dengan

tujuan agar dapat menarik kesimpulan dalam menentukan standart perencanaan struktur jembatan tersebut.

Metode pengumpulan data yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Metode Literatur

Yaitu mengumpulkan, mengidentifikasi dan mengelolah data tertulis dan metode kerja yang digunakan.

2. Metode Observasi

Dengan survey lapangan ke lapangna, agar dapat diketahui kondisi real di lapangan sehingga dapat diperoleh gambaran sebagai pertimbangan dalam perencanaan desain struktur.

3.2.1. Data Primer

Data primer adalah data yang didapat dengan melakukan pengamatan langsung / survey lapangan.

- a. Lokasi survey : Desa.Banggle, Kec.Nagdiluwih – Kab.Kediri
- b. Waktu Survey : 1 Hari

Adapun survey yang dilakukan adalah :

-
1. Survey keadaan topografi dan geometri lokasi perencanaan.
 2. Survey keadaan tanah lokasi perencanaan.

3.2.2. Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang diperoleh dari instansi terkait yang meliputi :

1. Data pendukung

3.3. ANALISA DAN PENGOLAHAN DATA

Analisa dan pengolahan data dilakukan berdasarkan data-data yang dibutuhkan, selanjutnya dikolompokkan nsesuai identifikasi tujuan permasalahan, sehingga diperoleh penganalisaan pemecahan yang efektif dan terarah, adapun analisa yang dilakukan adalah :

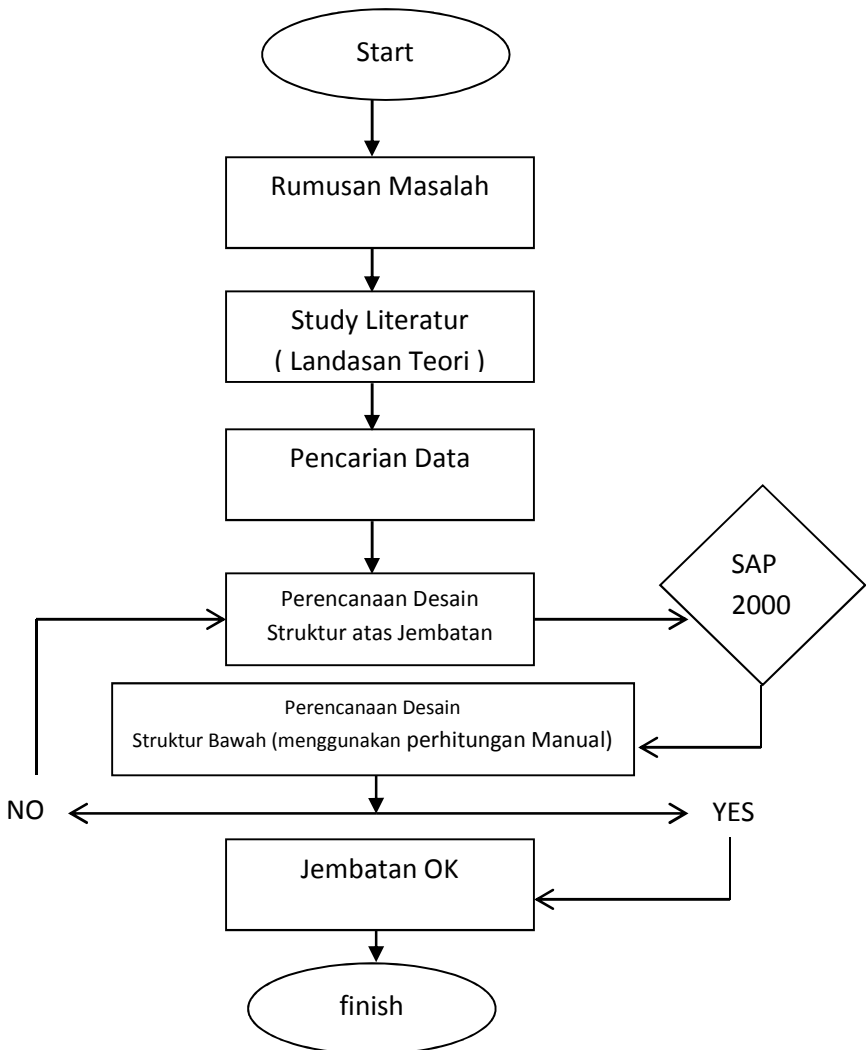
1. Membahas berbagai permasalahan berdasarkan hasil pengumpulan data primer dan data skunder.
2. Pemilihan alternatif perencanaan.
3. Perencanaan detail struktur.

3.4. PEMECAHAN MASALAH

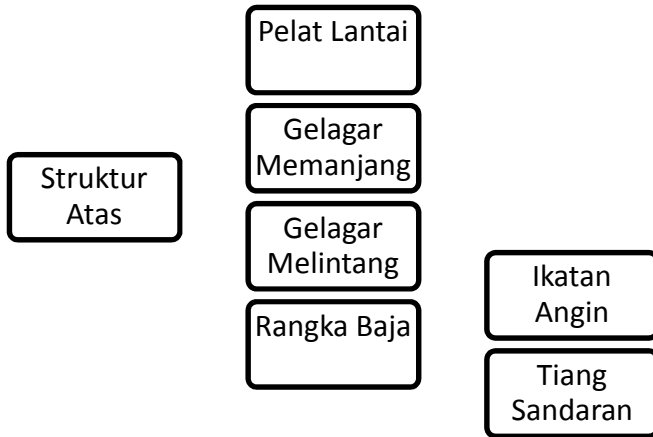
Apabila hasil-hasil dari analisa dan pengolahan data sudah didapat, maka tahap pemecahan masalah bisa dilaksanakan, dengan tujuan mengetahui sejauh mana konstruksi yang sebenarnya di lapangan dan diproyeksikan terhadap kondisi riil berdasarkan peraturan-peraturan yang telah ditetapkan. Selanjutnya dilakukan perencanaan yang meliputi :

- a. Struktur Jembatan, meliputi :
 1. Bangunan atas (rangka baja, lantai kendaraan, sandaran dan *trottoir*)
 2. Bangunan bawah (abutment & Pondasi)

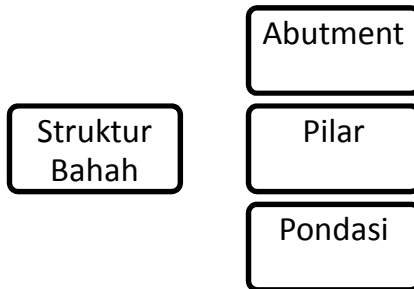
b. Penggambaran detail.



Gambar 3.1. Bagan Alur Perencanaan



Gambar 3.2. Bagan Alur Perencanaan Struktur Atas



Gambar 3.3. Bagan Alur Perencanaan Struktur Bawah

BAB IV

ANALISA DATA

Dalam proses perencanaan jembatan, setelah dilakukan pengumpulan data primer maupun skunder, dilanjutkan dengan evaluasi / review study, berikutnya dilakukan analisa untuk penentuan tipe, bentang, maupun kelas jembatan dan lain-lain serit melakukan perhitungan detail jembatan. Langkah-langkah yang dilakukan meliputi :

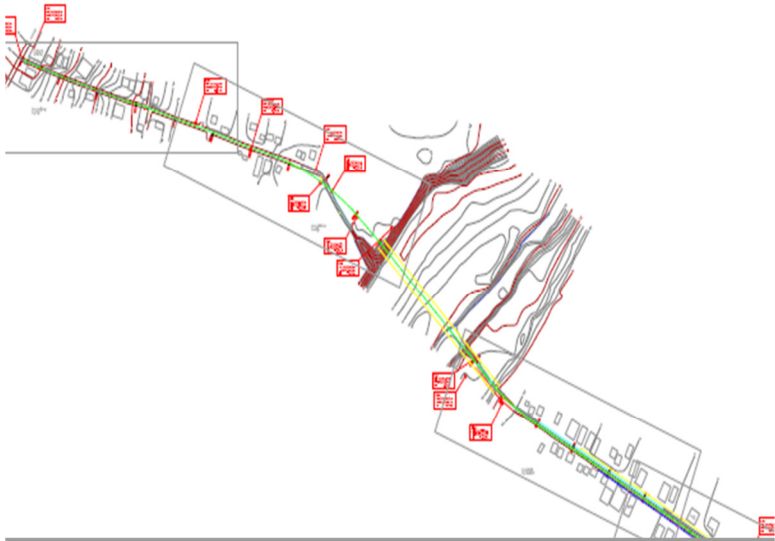
1. Analisa topografi
2. Analisa Data Lalu Lintas
3. Analisa Tanah
4. Pemilihan / penetapan alternatif tipe jembatan
5. Spesifikasi jembatan

4.1 ANALISA TOPOGRAFI

Topografi dalam arti luas adalah permukaan tanah, tetapi disini diartikan sebagai ketinggian suatu tempat yang dihitung dari permukaan air laut, Kota Kediri mempunyai ketinggian rata-rata 67 meter di atas permukaan laut serta terletak pada $111^{\circ}05'$ hingga $112^{\circ}03'$ Bujur Timur dan $7^{\circ}45'$ hingga $7^{\circ}55'$ Lintang

Selatan sedangkan lokasi jembatan Ngadiluwih-mojo terletak pada $111^{\circ}59'$ bujur timur dan $7^{\circ}54'$ lintang selatan yang berada pada ruas jalan Banggle – Tambibendo terletak dikecamatan Ngadiluwih dan Kecamatan Mojo yang secara administratif terletak pada bagian dari propinsi Jawa Timur.

Data topografi ini diperlukan untuk menentukan trase jalan pendekat / oprit. Analisa geometrik jalan pendekat / oprit yang meliputi alinyemen vertical dan horizontal diperhitungkan untuk memberikan rasa aman dan nyaman bagi pengguna jalan saat melintas pergantian antara jalan dengan jembatan. Lokasi yang menjadi obyek studi secara umum memiliki topografi yang relative datar karena posisi terletak jauh dari pegunungan.



**Gambar 4.1. Gambar Topografi Lokasi Perencanaan
tampak atas**

4.2. ANALISA DATA LALU LINTAS

4.2.1. Data Lalu Lintas

Pada tahap perencanaan jembatan data yang diperoleh diolah terlebih dahulu lalu kemudian dilakukan analisa untuk menentukan alternative – alternative pemecahan masalah yang dihadapi. Dari data yang

diperoleh dari Bina Marga Propinsi Jawa Timur Tahun 2011 dalam tabel 4.1 :

Tabel 4.1. Data pertumbuhan Lalu Lintas Harian Rata-rata (LHR) tahun 2008-2011

Tahun	Ruas Jalan Raya Ngadiluwih (smp)	Ruas Jalan Raya Mojo (smp)
2008	24.387	8.421
2009	26.832	8.731
2010	26.974	8.956
2011	27.886	9.112

Sumber : survey lapangan

Berdasarkan data lalu lintas di atas menunjukkan bahwa tahun ke tahun terjadi peningkatan arus lalu lintas pada ruas jalan tersebut. Pertumbuhan lalu lintas (LHR) ini mungkin dipengaruhi oleh faktor –faktor, salah satunya adalah jumlah kepemilikan kendaraan.

Jumlah Kepemilikan Kendaraan

Seiring dengan perkembangan dan peningkatan kesejahteraan masyarakat menyebabkan meningkat pula kebutuhan akan sarana pendukung termasuk kendaraan

sebagai sarana pengangkut orang maupun barang. Dengan peningkatan tersebut akan mempengaruhi kondisi lalu lintas pada umumnya, dan didapatkan bahwa jumlah kendaraan yang lewat di jalan dari tahun ke tahun terus meningkat .

Untuk mengetahui pertumbuhan lalu lintas rata-rata per tahun dari suatu daerah maka perlu ditentukan data kepemilikan kendaraan dari daerah tersebut. Berikut ini disajikan jumlah kepemilikan kendaraan kabupaten Kediri dalam tabel (4.2) :

Tabel 4.2. Jumlah Kepemilikan Kendaraan (2008-2011)

Tahun	Jumlah Kendaraan
2008	114.504
2009	123.856
2010	134.450
2011	140.518

Sumber : POLRESTA Kediri

4.2.2. Analisa Tingkat Pertumbuhan Lalu Lintas

Analisa terhadap data-data sekunder di atas nantinya digunakan untuk memperkirakan jumlah masing-masing data tersebut pada x tahun mendatang (tahun x) dengan menggunakan metode analisa aritmatik dan analisa geometrik dengan bentuk persamaan sebagai berikut :

1. Analisa Aritmatik

$$P_n = p_o + nr \dots\dots\dots (4.1)$$

Dengan :

$$r = \dots\dots\dots (4.1.1)$$

P_0 = Data pada tahun terakhir yang diketahui

P_t = Data pada tahun pertama yang diketahui

t_0 = Tahun terakhir yang diketahui

t_t = Tahun pertama yang diketahui

P_n = Data pada tahun ke n dari tahun terakhir

n = Tahun ke n dari tahun terakhir

2. Analisa Geometrik

$$P_n = P_o (1 + r)^n \dots\dots\dots (4.2)$$

Dengan :

P_0 = Data pada tahun terakhir yang diketahui

P_n = Data pada tahun ke n dari tahun terakhir

n = Tahun ke n dari tahun terakhir

r = Rata-rata dari (data pada pertumbuhan aritmatik : data yang diketahui x 100 %)

1. Prediksi Jumlah Kepemilikan Kendaraan

Untuk mengetahui jumlah kepemilikan kendaraan sampai tahun 2025 dapat dilihat pada perhitungan tabel 4.3 :

Tabel 4.3. Data Pertumbuhan Jumlah Kendaraan

No	Tahun	Jumlah Kendaraan	Analisa Aritmatik	Analisa Geometrik
1	2008	114.504	9.352	8.17
2	2009	123.856	10.594	8.55
3	2010	134.450		

4	2011	140.518	6.068	4.51
Rata-rata			8.671	7.07 %

Perhitungan analisis aritmatik dan geometrik

a. Analisa aritmatik

Rumus dasar Metode Aritmatik :

$$P_n = p_o + nr \dots\dots\dots$$

(4.3)

Dari data di atas diperoleh dari :

$$P_0 = \text{Jumlah Kendaraan pada tahun 2011} = 140.518$$

$$P_t = \text{Jumlah kendaraan pada tahun 2008} = 114.504$$

$$t_0 = 2011$$

$$t_t = 2008$$

$$r = =$$

$$r = 8.671$$

maka diperoleh persamaan aritmatik :

$$P_n = 140.518 + 8.671.n$$

.....(4.4)

b. Analisa Geometrik

Rumus dasar analisa geometrik :

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

.....(4.5)

Dari data diatas diperoleh :

$$P_o = 140.518$$

$$r_1 = (9.352:115.504) \times 100\%$$

$$r_2 = (10.594:123.856) \times 100\%$$

$$r_3 = (6.068:134.450) \times 100\%$$

$$r = (r_1 + r_2 + r_3)/3 = 19.749 \%$$

Maka diperoleh persamaan geometrik:

$$P_n = 140.518 (1 + 0.19749)^n$$

.....(4.6)

2. Pengaruh Jumlah Kepemilikan Kendaraan Terhadap Jumlah LHR

Pengaruh jumlah kepemilikan kendaraan terhadap jumlah LHR dapat dilihat dari berapa besar nilai korelasi yang terjadi antara keduanya. Berikut disajikan data-data jumlah LHR dan jumlah kendaraan dalam tabel 4.4. :

**Tabel 4.4. Data Jumlah LHR dan Jumlah
Kendaraan**

Tahun	LHR		Kepemilikan kendaraan
	Ruas Jalan Raya Ngadiluwih (smp)	Ruas Jalan Raya Mojo (smp)	
2008	24.387	8.421	114.504
2009	26.832	8.731	123.856
2010	26.974	8.956	134.450
2011	27.886	9.112	140.518

4.3. ANALISA HIDROLOGI

Dari data yang diperoleh dari dinas pertanian kabupaten Kediri, curah hujan rata-rata dalam setahun diambil dari data sepuluh tahunan yaitu dari tahun 2008-2012 adalah sebagai berikut :

Tabel 4.5. Data Curah Hujan

Bulan	2008	2009	2010	2011	2012
Januari	272	415	400	370	361
Februari	344	375	347	221	220
Maret	342	168	370	338	205
April	111	119	273	242	186
Mei	-	186	255	164	63
Juni	22	34	114	4	8
Juli	-	5	117	2	-
Agustus	-	-	47	-	-
September	-	14	181	-	-
Oktober	139	15	207	17	33
November	289	140	311	150	120
Desember	126	114	362	207	282
	137.08	132.08	248.67	142.91	123.16

Sumber : Dinas Pertanian Kab.Kediri

Perhitungan ini dipergunakan untuk memprediksi debit banjir pada periode ulang 50 tahunan dengan menggunakan data curah hujan selama 5 tahun.

Tabel 4.6. Curah Hujan selama 5 Tahun

Tahun	Xi	Xi - Xr	(Xi - Xr) ²
2008	151,08	-5,50	30,25
2009	132,08	-24,50	600,25
2010	248,67	92,08	8.478,72
2011	142,91	-13,67	186,86
2012	123,16	-33,42	1.116,89
Jumlah	782,91		10.412,97

Factor frekuensi Gumbel :

$$\begin{aligned}K_r &= 0,78 \{-\ln(-\ln(1-1/Tr))\}-0,45 \\ &= 0,78 \{-\ln(-\ln(1-1/50))\}-0,45 \\ &= 2,594\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_{tr} &= R = x_r + (K_r \times 51,02) \\ &= 156,58 + (2,594 \times 51,02) \\ &= 289 \text{ mm/hari}\end{aligned}$$

Keterangan :

X_{tr} = besarnya curah hujan periode ulang 50 tahun (mm)

T_r = Periode ulang (tahun)

X_r = curah hujan maksimum rata-rata selama tahun pengamatan (mm)

S_x = standart deviasi

K_r = Faktor frekuensi

a. Data dari BPS

Luas DAS (A) = 23,9 km²

Panjang aliran sungai (L) = 7000 m

Perbedaan ketinggian = 15,5 m

Kemiringan dasar saluran = 0,00029

b. Waktu Konsentrasi (tc)

$$T_c = L / (72 \times i^{0,6})$$

Dengan :

L = panjang aliran (m)

i = kemiringan medan

tc = waktu pengaliran (jam)

$$= (7000 / (72 \times 0,00029^{0,6})) / 3600$$

$$= 3,58 \text{ jam}$$

c. Intensitas hujan (I)

$$I = (R/24) \times (24/tc)^{0,67}$$

Dengan :

I = intensitas Hujan (mm/jam)

R = curah hujan (mm)

tc = waktu penakaran (jam)

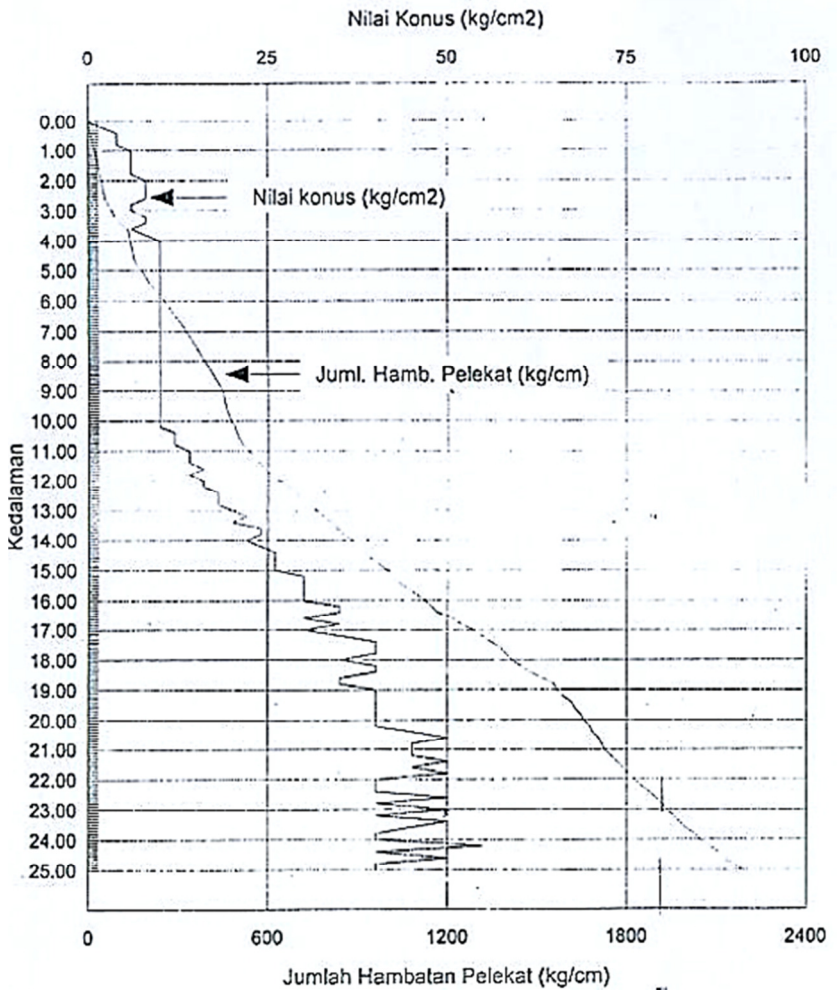
$$\begin{aligned} I &= (289/24) \times (24/3,58)^{0,67} \\ &= 46,94 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

4.4. ANALISA KONDISI TANAH

Analisa terhadap kondisi tanah dasar dimaksudkan untuk mengetahui sifat fisis dan sifat teknis dari tanah untuk memntukan jenis pondasi yang sesuai dengan keadaan tanah pada jembatan.

4.4.1. Penyelidikan Lapangan

Dalam perencanaan jembatan rangka baja ini belum pernah dilakukan pengujian sondir boring terhadap kondisi tanah dilapangan, sehingga diambil data kondisi tanah sungai sekitar daerah perencanaan yaitu dengan data Conus Penetration Test (CPT) dengan data sebagai berikut :



Gambar 4.1. Daftar Nilai CPT

4.5. PEMILIHAN TIPE JEMBATAN

4.5.1 Bangunan Atas

Pemilihan tipe bangunan atas jembatan dipengaruhi oleh :

1. Bentang jembatan
2. Kedalaman sungai
3. Pelaksanaan
4. Ekonomi

Pada perencanaan jembatan Ngadiluwih ini, bangunan atas menggunakan konstruksi rangka baja, karena mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

1. Dengan bentang jembatan > 40 m, lebih efektif menggunakan konstruksi rangka baja.
2. Dari segi ekonomi akan lebih murah, karena pembuatan pilar jembatan akan lebih sedikit dari pada konstruksi beton prategang.

4.5.2 Bangunan Bawah

4.5.2.1. Abutment

Dalam perencanaan jembatan ini, *abutment* dapat diasumsikan sebagai dinding penahan tanah. Data yang diperlukan dalam perencanaan abutment antara lain nilai kohesi tanah c , sudut geser tanah & Berat jenis tanah dan data *soil properties* lainnya. Untuk *abutment* direncanakan menggunakan beton bertulang yang perhitungannya disesuaikan dengan SKSNI T 15-1991-03. Dalam hal ini perlu juga ditinjau kestabilan terhadap *sliding*, *guling* dan bidang runtuh tanahnya, serta terhadap penurunan tanah (*settlement*).

4.5.2.2. Pondasi

Alternatif tipe pondasi yang digunakan untuk perencanaan jembatan antara lain :

a. Pondasi Telapak / Langsung

Pondasi telapak diperlukan jika lapisan tanah keras (lapisan tanah yang dianggap baik mendukung beban) terletak tidak jauh dari muka tanah. Dalam perencanaan jembatan pada sungai yang masih aktif, pondasi telapak

tidak dianjurkan memngingat untuk menjaga kemungkinan terjadinya pergeseran akibat gerusan.

b. Pondasi sumuran

Pondasi sumuran digunakan untuk kedalaman kera antara 2-5 m, pondasi sumuran dibuat dengan cara menggali tanah berbentuk laingkar berdiameter > 80 cm. penggalian secara manual dan mudah dilaksanakan. Kemudian lubang galian diisi dengan beton siklop (1pc:2ps:3kr) atau beton bertulang jika dianggap perlu. Pada ujung atas pondasi sumuran dipasang poer untuk menerima dan meneruskan beban pondasi secara merata.

c. Pondasi bored pile

Pondasi bored pile merupakan jenis pondasi tinag yang dicor di tempat, yang sebelumnya dilakukan pengeboran dan penggalian. Sangat cook digunakan pada tempat-tempat yang padat oleh bangunan karena tidak terlalu bising dan getarnya tidak menimbulkan dampak negative terhadap bangunan di sekelilingnya.

d. Pondasi tiang pancang.

Pondasi tinag pancang, umumnya digunakan jika lapisan tanah keras / lapisan pendukung beban beradah jauh dari dasar sungai dan kedalaman > 8,00 m.

Kesimpulan :

Bersadarkan pertimbangan –pertimbangan di atas dan mengingat pada daerah sekitar lokasi proyek tanah keras baru dijumpai pada kedalaman >25 m dari permukaan tanah asli (terletak pada lapisan tanah dalam) dan faktor daerah sekitar banyak pemukiman penduduk dan jalur akses mobilitas kendaraan juga agak sulit, maka pondasi jembatan direncanakan menggunakan pondasi bored pile.

Sedangkan untuk *poer* atau *pile cap* adalah sebagai kepala dari kumpulan bored pile , berfungsi untuk mengikat beberapa bored pile menjadi satu kesatuan agar letak atau posisi dari tiang bor tidak berubah dan beban dari struktur atas dapat disalurkan dengan sempurna kelapisan tanah keras melalui pondasi tiang borte tersebut sehingga struktur jebatan dapat berdiri dengan stabil dan kuat sesuai dengan umut rencana.

4.5.2.3. Dinding Penahan Tanah

Konstruksi dinding penahan tanah direncanakan untuk mencegah bahaya keruntuhan tanah yang curam ataupun lereng dan bangunan pada tempat-tempat yang stabilitas dan kemampatannya tidak dapat dijamin oleh lereng tersebut. Data tanah yang diperlukan untuk keperluan perencanaan dinding penahan tanah antara lain nilai kohesi c , sudut geser tanah ϕ , berat jenis tanah γ dan data *soil properties* lainnya. Jenis dinding penahan tanah ini direncanakan dari batu kali dengan mempertimbangkan pada segi ekonomis tanpa mengesampingkan mutu dan kekuatan dari bahan itu sendiri.

4.6. SPESIFIKASI JEMBATAN

4.6.1. Data Perencanaan

Berdasarkan hasil analisa diatas maka diperoleh perencanaan jembatan Ngadiluwih – Mojo sebagai Berikut :

- a. Bentang jembatan : 180 meter
- b. Lebar jembatan : 9 meter
- c. Bangunan atas : rangka baja
- d. Bangunan bawah : 2 buah abutment & 2 buah pilar
- e. Tipe pondasi : pondasi dalam
- f. Kelas jembatan : jembatan klas A

4.6.2. Penggunaan Bahan

Pada perencanaan jembatan Ngadiluwih-Mojo bahan yang digunakan :

1. Banguna atas
 - a. Rangka baja mutu BJ 44
 - b. Mutu beton plat lanati $f'c = 35$ MPa
 - c. Mutu baja f_y

Untuk $t < 13$ mm digunakan $f_y = 400$ MPa

Untuk $t \geq 13$ mm digunakan $f_y = 400$ MPa

2. Bangunan bawah

a. Mutu beton

Abutment menggunakan mutu beton $f'c = 35 \text{ Mpa}$

b. Mutu baja,

Untuk $\tau < 13 \text{ mm}$ digunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Untuk $\tau \geq 13 \text{ mm}$ digunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$

3. Pondasi

a. Mutu beton

Pondasi Pancang menggunakan mutu beton $f'c = 35 \text{ MPa}$

b. Mutu baja

Untuk $\tau < 13 \text{ mm}$ digunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Untuk $\tau \geq 13 \text{ mm}$ digunakan $f_y = 400 \text{ MPa}$

BAB V
PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN
RANGKA BAJA

5.1. DATA PERENCANAAN

5.1.1. Pokok – pokok Perencanaan

Struktur jembatan yang berfungsi paling tepat untuk suatu lokasi tertentu adalah yang paling baik memenuhi pokok-pokok berikut :

- Kekuatan & stabilitas structural
- Kelayakan
- Keawetan
- Kemudahan pelaksanaan
- Ekonomis dapat disetujui
- Bentuk estetika

5.1.2. Data Bangunan

1. Bentang total jembatan : 3 x 60 m
2. Lebar jembatan : 9 m
3. Lebar lantai kendaraan : 7 m
4. Lebar trotoar : 2 x 1 m

-
5. Mutu baja : BJ 44, $f_u = 440$ MPa, $f_y = 290$ MPa
6. Sambungan : Baut
7. Mutu beton : $f'_c = 35$ Mpa
8. Konstruksi atas
- a. Struktur atas : Rangka Baja
- Rangka utama : profil WF 400.400.20.35 , $(q) = 283$ kg/m
 - Gelagar memanjang : profil WF 500.200.10.16 , $(q) = 66$ kg/m
 - Gelagar melintang : profil WF 800.300.14.26 , $(q) = 210$ kg/m
 - Gelagar melintang pada ikatan angin : profil WF 300.200.8.12 , $(q) = 56,8$ kg/m
 - Ikatan angin : profil L 100.100.14 , $(q) = 20,6$ kg/m
 - Sandaran : pipa $\varnothing 76,3$ mm (3 inchi) , $(q) = 0,0504$ kN

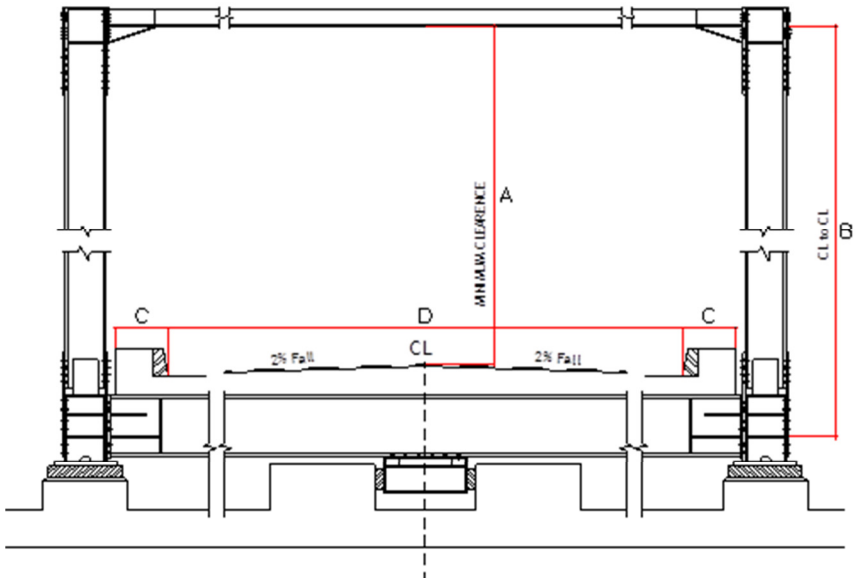
b. Lantai jembatan : Plat Beton + Lapisan aspal

- Tebal plat : 20 cm
- Tebal aspal : 8 cm
- Lebar lantai kendaraan : 7000 cm
- Lebar trotoar : 500 cm
- Tebal trotoar : 25 cm

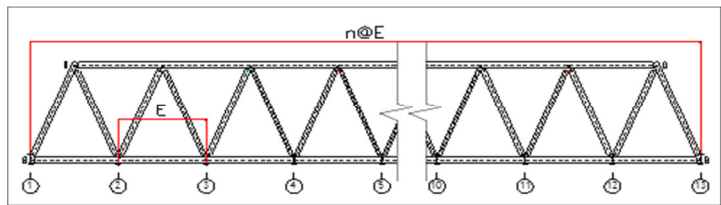
c. Ikatan angin : Rangka baja

9. Konstruksi bawah

- a. Abutment : beton bertulang
- b. Pilar : beton bertulang
- c. Pondasi : tiang pancang



Gambar 5.1 Struktur Geometri (Potongan Melintang)



Gambar.5.2 Struktur Geometri (Potongan Memanjang)

5.2. Perhitungan Beban / Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada struktur rangka batang adalah sebagai berikut :

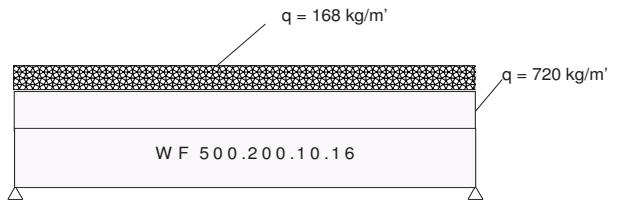
5.2.1 Beban Mati (*dead load*)

1.a. berat sendiri profil WF → SAP 2000

1.b. beban Aspal + Plat Beton + Trotoar + Sandaran

Beban Aspal + Plat beton + Trotoar :

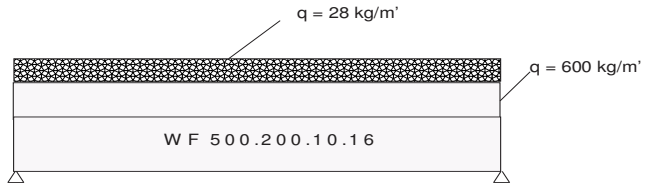
a. Untuk Balok m 2 s/d m5 (Balok Memanjang profil WF 500.200.10.16)



$$\begin{aligned} - \quad q \text{ Aspal} &= \gamma \cdot t_a \cdot L \\ &= 2340 \cdot \quad = 168 \text{ kg/m' } \end{aligned}$$

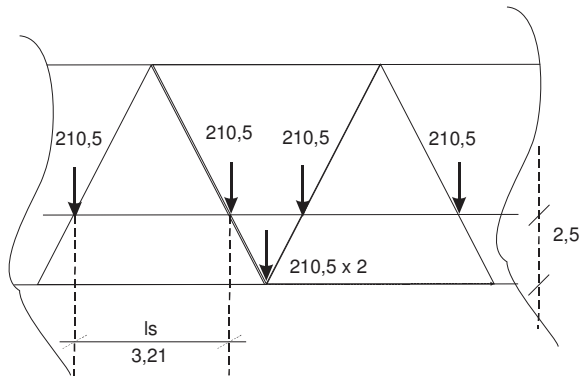
$$\begin{aligned} - \quad q \text{ beton} &= \gamma \cdot t_b \cdot L \\ &= 2400 \cdot \quad = 720 \text{ kg/m' } \end{aligned}$$

b. Untuk Balok m 1 s/d m 6 (Balok Memanjang profil WF 500.200.10.16)



$$\begin{aligned}
 - \quad q \text{ Aspal} &= \gamma \cdot t_a \cdot L \\
 &= 2340 \cdot = 28 \text{ kg/m}' \\
 - \quad q \text{ beton} &= \gamma \cdot t_b \cdot L \\
 &= 2400 \cdot = 720 \text{ kg/m}'
 \end{aligned}$$

Beban sandaran :



Sandaran direncanakan menggunakan pipa $\phi 76,3 \text{ mm}$ (3 inchi)

$$R_A = R_B$$

5.2.2 Beban Hidup (*live load*)

2.1. Beban Kendaraan rencana

2.2. Beban Angin

2.3. Beban Pedestrian

2.1. Beban kendaraan rencana:

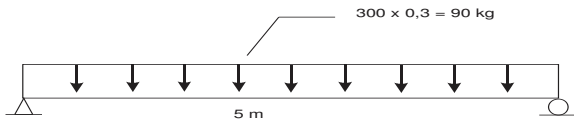
a. Beban lajur “D” terdiri dari :

Beban terbagi rata (**UDL**) dengan intensitas q Kpa, dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut (*BMS bag.2-18/pg53*) :

$$\text{“ } L < 30 \text{ m ; } q = 8.0 \text{ kPa ”}$$

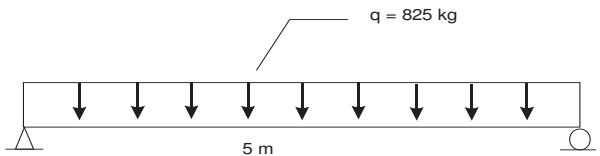
$$\begin{aligned} L > 30 \text{ m} \quad q &= 8 \text{ kPa} \\ &= 6 \text{ kPa} \\ &= 600 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Pada balok 1 & 6 :



$$q = 300 \times 0,3 = 90 \text{ kg/m}$$

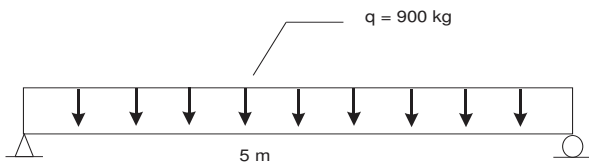
- Pada balok 2 & 5:



$$q = 0,25 \times 300 + 1,25 \times 600 = 825$$

kg/m

- Pada balok 3 & 4 :



$$q = 1,5 \times 600 = 900 \text{ kg/m}$$

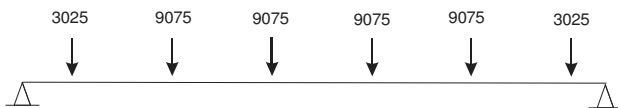
- b. Beban garis (**KEL**)

Beban garis(**KEL**) sebesar p kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. (*BMS 1992, bag.2-18/pg.53*)

$$P = 44.0 \text{ kN/m}$$

$$P = 44 \times 1,375 = 60,5 \text{ kN/m}$$

$$= 6050 \text{ kg/m}$$



- Pada balok 1 & 6 beban yang terjadi : $0,5 \cdot P = 0,5 \cdot 6050 = 3025$ kg/m
- Pada balok 2,3,4,5 beban yang terjadi : $1,5 \cdot P = 1,5 \cdot 6050 = 9075$ kg/m

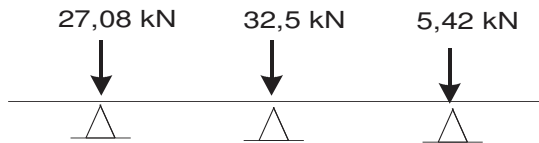
c. Beban Truk

Beban yang bekerja pada roda kendaraan :

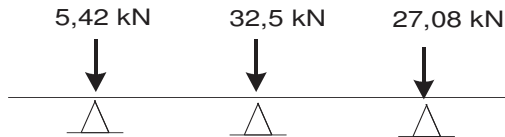
- Roda depan $\rightarrow 1,3 \times 25 = 32,5 \text{ kN}$
- Roda tengah $\rightarrow 1,3 \times 100 = 130 \text{ kN}$
- Roda belakang $\rightarrow 1,3 \times 100 = 130 \text{ kN}$

Beban pada balok memanjang akibat roda depan, tengah dan belakang :

- Pada roda depan :

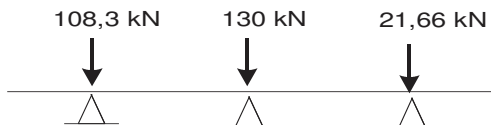


Lajur kendaraan sebelah kanan

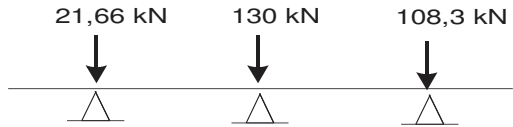


Lajur kendaraan sebelah kiri

- Pada roda tengah dan belakang :



Lajur Kanan



Lajur Kiri

2.2. Beban Angin :

Gaya angin pada bangunan atas tergantung pada :

- Luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus . untuk jembatan rangka diambil sebagai 30% luas yang dibatasi oleh unsur rangka terluar.

Perbandingan lebar/tinggi	Jenis Keadaan Batas	Tekanan Angin kPa	
		PANTAI (dalam batas 5 km dari pantai)	LUAR PANTAI (lebih dari 5 km terhadap pantai)
$b/d \leq 1.0$	S.L.S.	1.13	0.79
	U.L.S.	1.85	1.36
$1.0 < b/d \leq 2.0$	S.L.S.	$1.46 - 0.32 b/d$	$1.01 - 0.23 b/d$
	U.L.S.	$2.38 - 0.53 b/d$	$1.75 - 0.39 b/d$
$2 < b/d \leq 6.0$	S.L.S.	$0.88 - 0.038 b/d$	$0.61 - 0.02 b/d$
	U.L.S.	$1.43 - 0.06 b/d$	$1.05 - 0.04 b/d$
$b/d > 6.0$	S.L.S.	0.68	0.47
	U.L.S.	1.10	0.81
Bangunan Atas Rangka (seluruh b/d)	S.L.S.	0.65	0.45
	U.L.S.	1.06	0.78

b = Lebar bangunan atas antara permukaan luar tembok pengaman
d = tinggi bangunan atas (termasuk tembok pengaman padat)

Buku BMS 1992, Hal 60

a. Beban angin rangka :

$$q = 0,78 \text{ kPa} \quad (\text{tabel 5.1 buku BMS 1992})$$

$$P \text{ total} = 0,78 \times 103,5 = 80,73 \text{ kN}$$

$$P \text{ atas} = 1/3 \cdot 80,73 = 26,91 \text{ kN}$$

$$P \text{ bawah} = 2/3 \cdot 80,73 = 53,82 \text{ kN}$$

Beban, titik $P_{\text{atas}} =$

Beban, titik $P_{\text{bawah}} =$

2.4. Beban Pedestrian

Intensitas beban pejalan kaki untuk jembatan jalan raya tergantung pada luas beban yang dipikul oleh unsur yang direncana. Bagaimanapun, lantai dan gelagar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk 5 kPa. Intensitas beban untuk elemen lain diberikan dalam tabel 2.3 dibawah ini :

Tabel 5.2 – Intensitas Beban Pejalan kaki untuk trotoar jembatan jalan raya

Luas terpikul oleh unsur - m ²	Intensitas beban pejalan kaki nominal kPa
A < 10 m ²	5
10 m ² < A < 100 m ²	5.33 - A/30
A > 100 m ²	2

bila kendaraan tidak dicegah naik ke kerb oleh penghalang rencana, trotoar juga harus direncanakan agar menahan beban terpusat 20 kN.

Buku BMS 1992, hal 59

Sehinggaperhitungan untuk beban pedestrian sebagai berikut :

$$A = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ m}^2$$

$$q = 5,33 - = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$q \text{ trotoar} = 0,5 \times 5,33 = 2,665 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3. Beban Rem

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan dan diberikan tabel 5.2 untuk panjang struktur yang tertahan.

Tabel 5.3 – Gaya Rem

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem S.L.S. (kN)
$L \leq 80$	250
$80 < L < 180$	$2.5 L + 50$
$L \geq 180$	500

Catatan: Gaya rem U.L.S. adalah 2.0 Gaya Rem S.L.S..

Buku BMS 1992, hal 59

Jadi untuk gaya rem yang digunakan dalam perencanaan rangka baja ini sebesar 250 kN karena bentang jembatan $L < 80$ m.

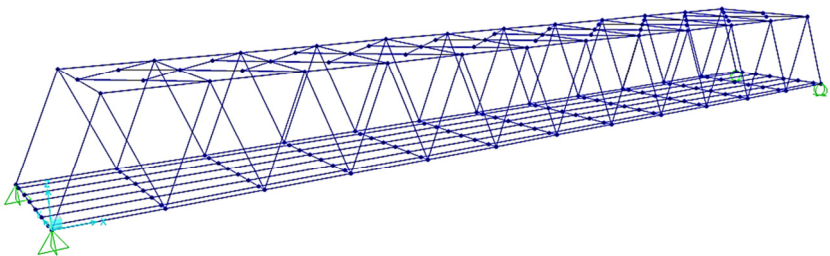
5.3. Input dan Analisa Struktur dengan SAP 2000

Input dan analisa struktur diperoleh dari input beban yang sudah dibuat dan dimasukkan dalam SAP 2000, untuk input & analisa terbagi menjadi 3 bagian :

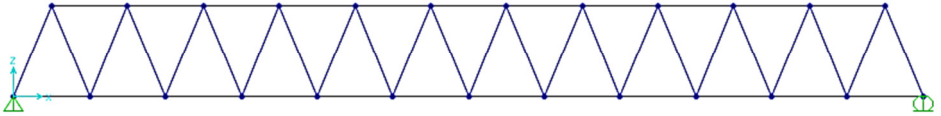
1. Input Geometri : Gambar dan Profil
2. Input Load : yang berisi beban dan kombinasi
3. Analisa output : Batang Tekan, Batang tarik

5.3.1. Geometri

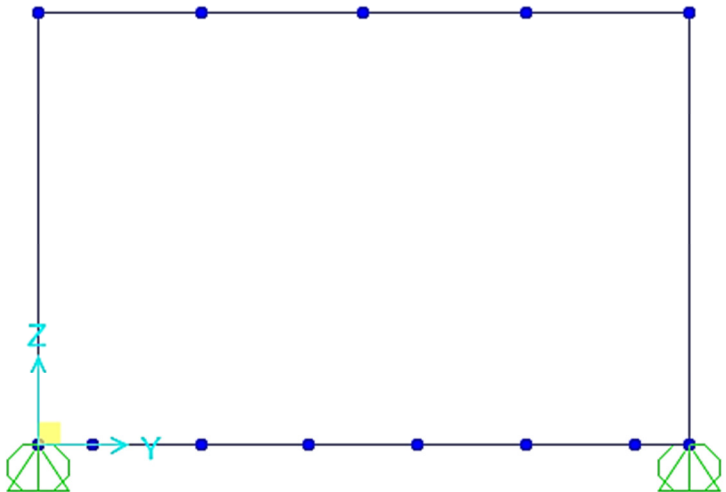
- Gambar & Profil Rangka Jembatan



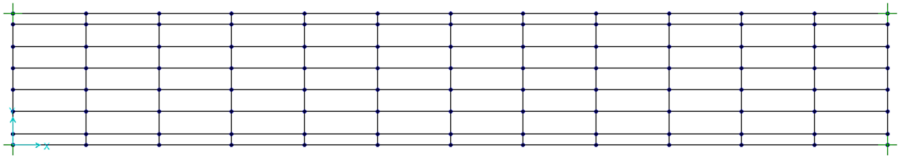
Gambar. 5.3. 3D jembatan rangka baja



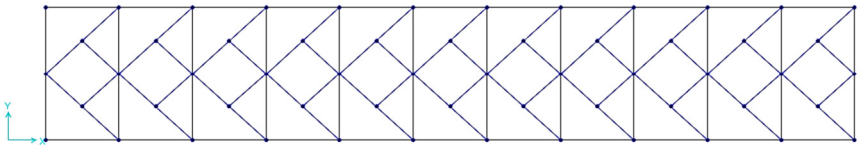
Gambar. 5.4. Potongan memanjang



Gambar. 5.5. Potongan Melintang

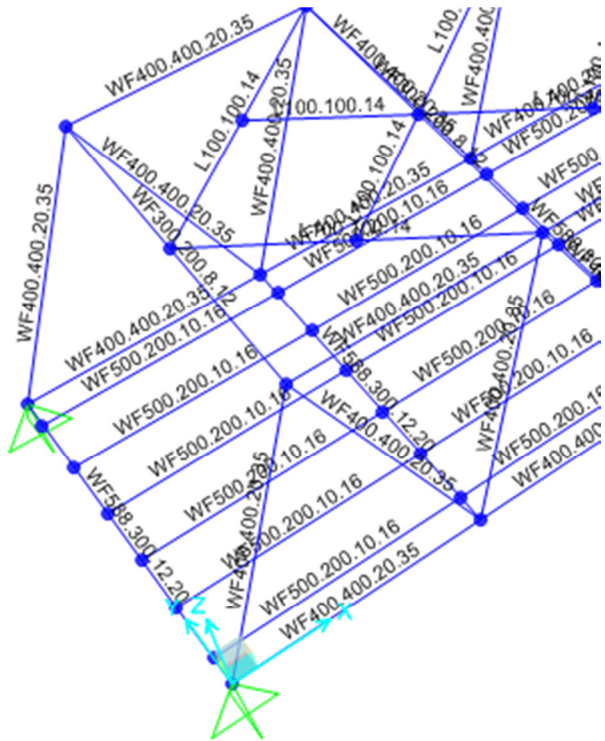


**Gambar. 5.6. Gelagar memanjang &
Melintang**

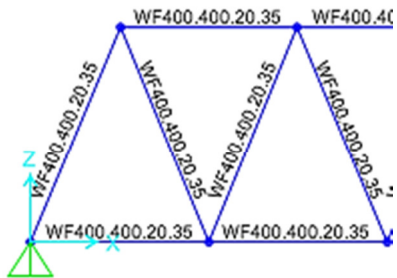


**Gambar. 5.7. Gelagar melintang atas & ikatan
angin**

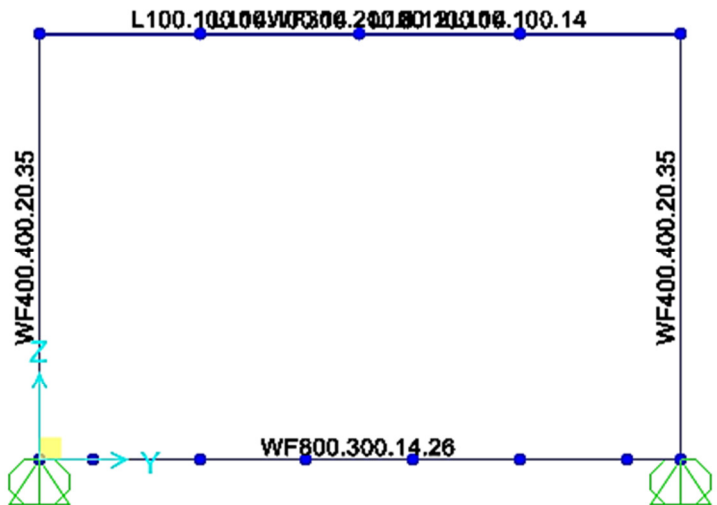
- Profil rangka batang jembatan



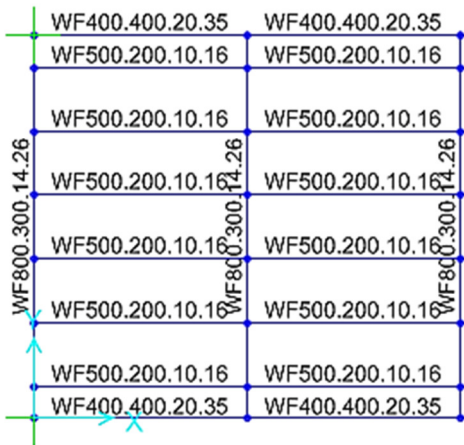
Gambar. 5.8. 3D jembatan rangka baja



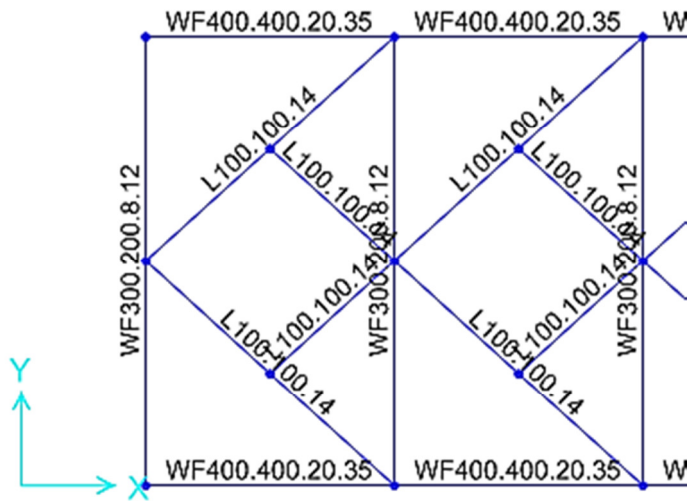
Gambar. 5.9. Profil WF Potongan memanjang



Gambar. 5.10. Profil WF Potongan melintang



Gambar. 5.11. Profil WF Gelagar memanjang & Melintang

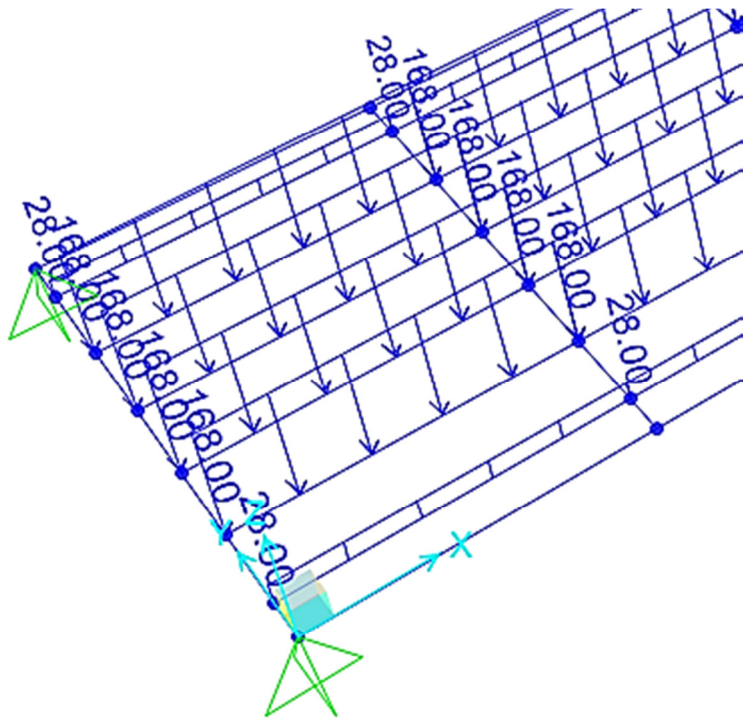


Gambar. 5.12. Profil WF Gelagar melintang atas & ikatan angin

5.3.2. Load / Beban

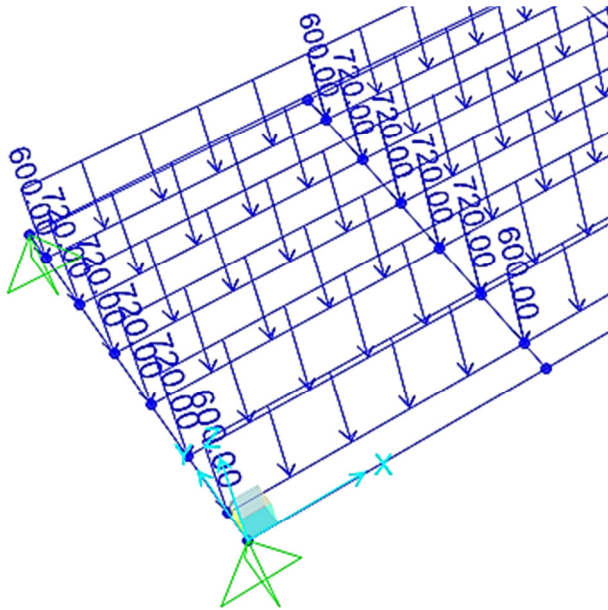
Hasil input beban dari program SAP 2000 yang bekerja pada struktur jembatan :

3.1. beban Aspal



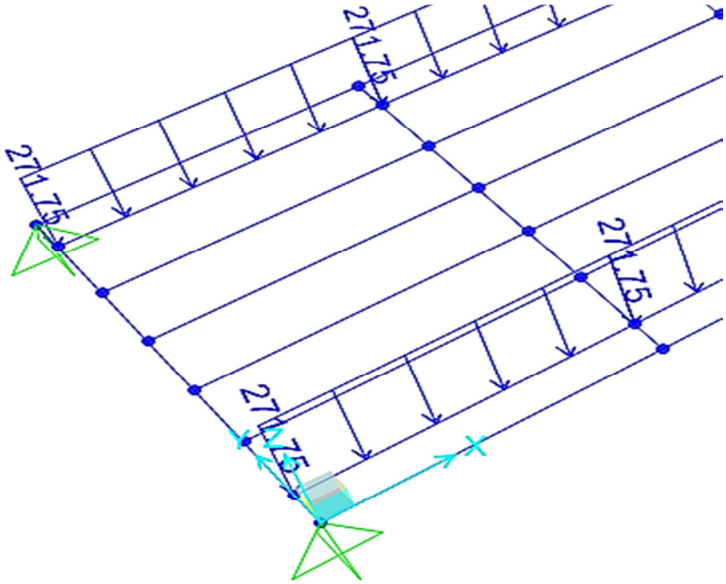
Gambar. 5.13. Beban Aspal

3.2. Lantai Kendaraan



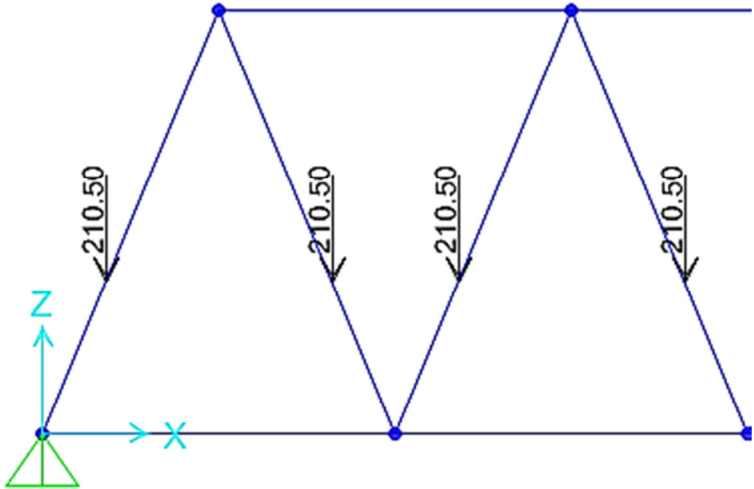
Gambar. 5.14. Beban lantai Kendaraan

3.3. Beban Pedestrian



Gambar. 5.15. Beban Pedestrian

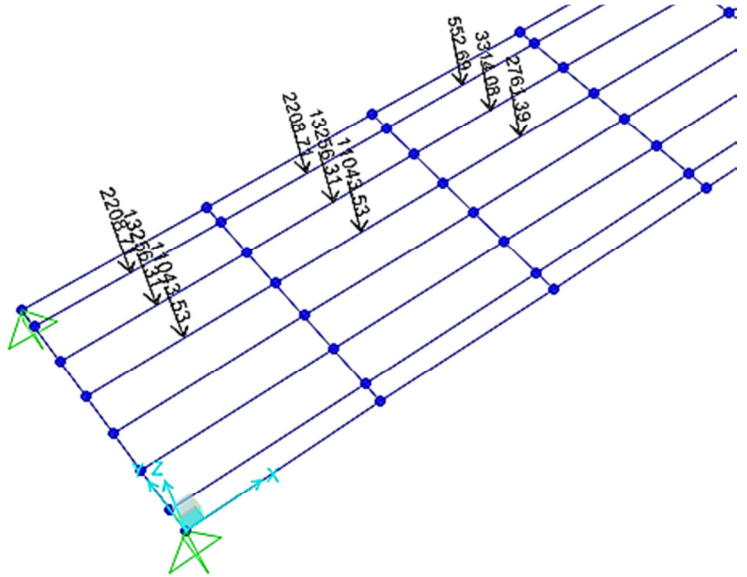
3.4. Sandaran



Gambar. 5.16. Beban Sandaran

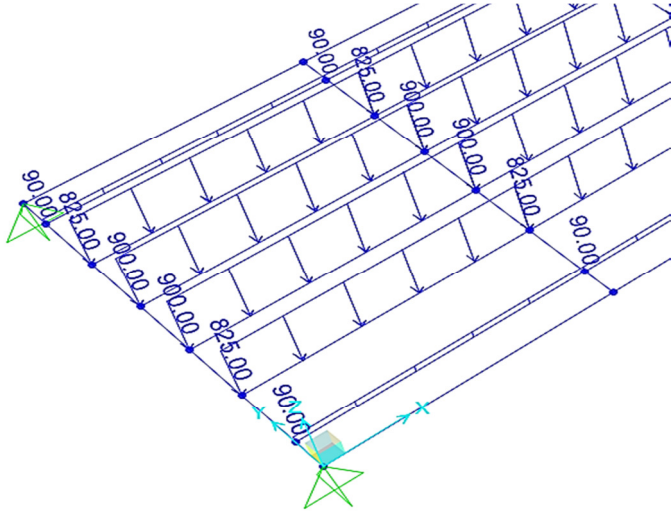
3.2. Beban Kendaraan

3.2.1. Beban Truk



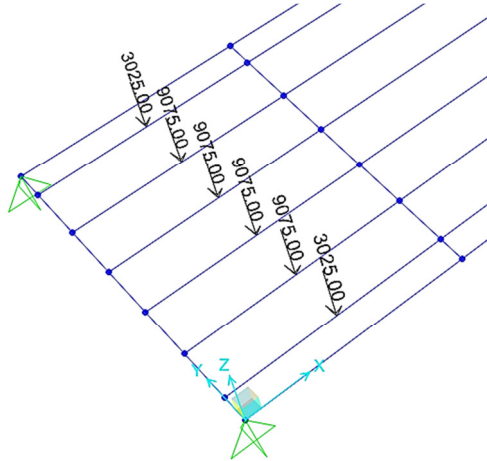
Gambar. 5.17. Beban Truk

3.2.1. Beban UDL



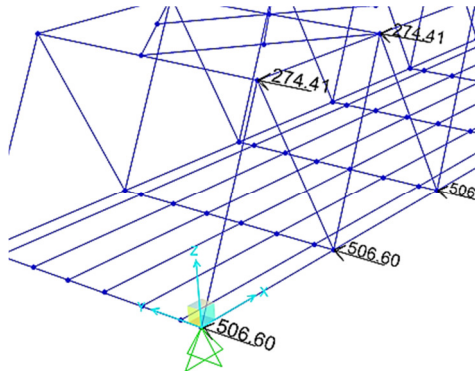
Gambar. 5.18. Beban UDL

3.2.2. Beban KEL



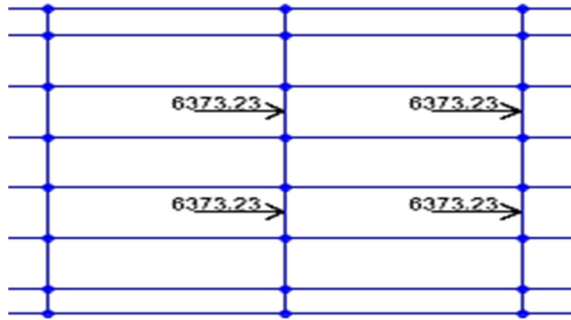
Gambar. 5.19. Beban KEL

3.3. Beban Angin



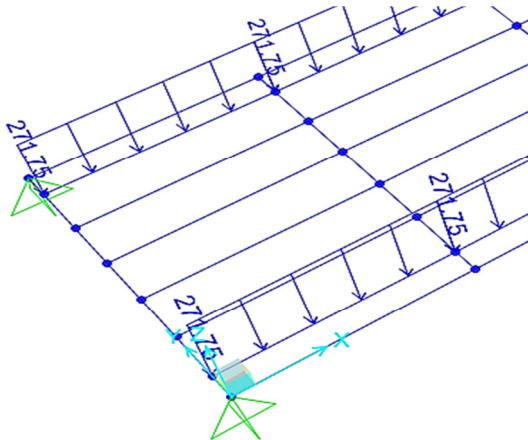
Gambar. 5.20. Beban Angin

3.4. Beban Rem



Gambar. 5.21. Beban Rem

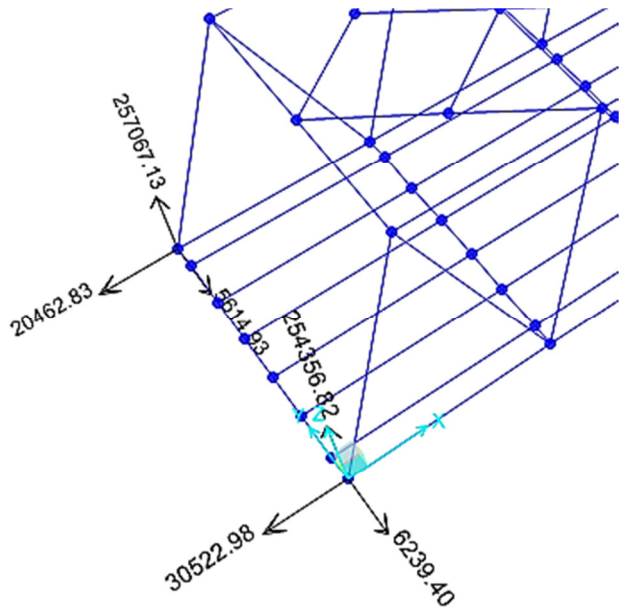
3.5. Beban Pedestrian



Gambar. 5.22. Beban Pedestrian

3.6. Beban Kombinasi 1

Beban kombinasi yang terdiri dari kombinasi beban (DL, UDL+KEL 1, Angin kendaraan, angin rangka, Rem, Pedestrian)



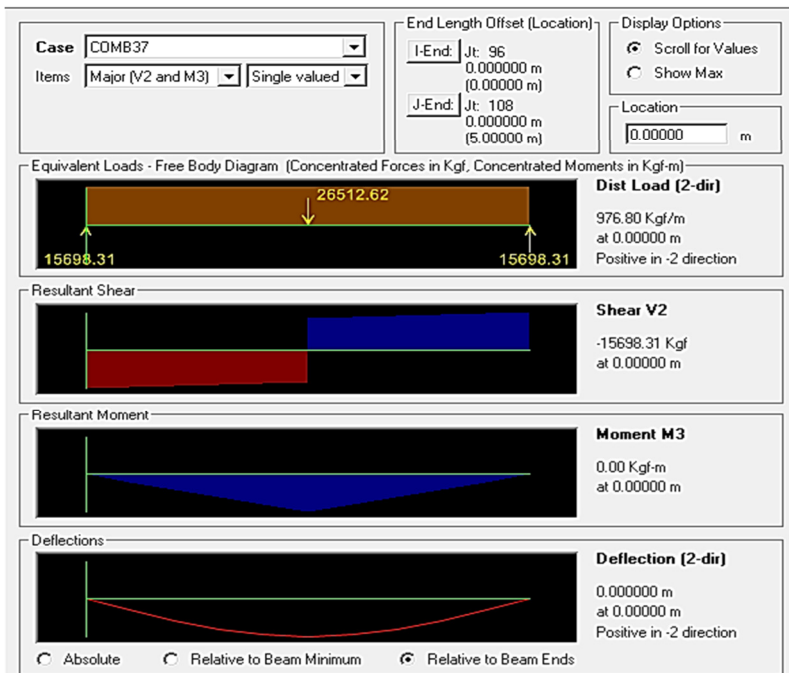
Gambar. 5.23. Kombinasi beban 1

5.3.3. Analisa & Output

dari hasil analisa SAP 2000 diambil beberapa contoh moment yang dianggap paling menentukan dalam perencanaan struktur rangka jembatan, moment yang bekerja antara lain sebagai berikut:

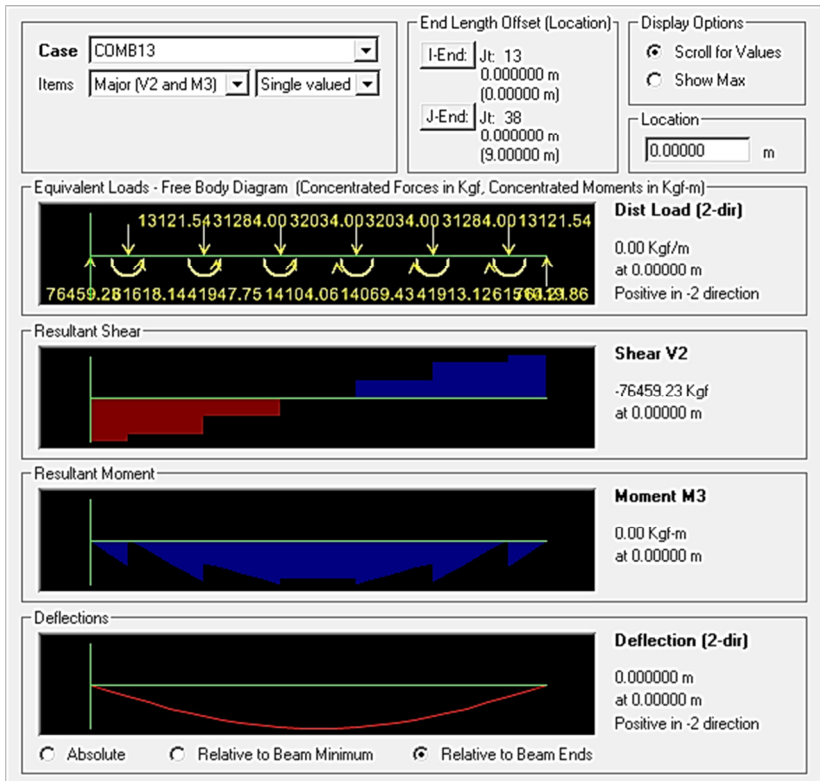
5.3.3.1. Momen pada balok memanjang

akibat combo 37 yang paling menentukan.



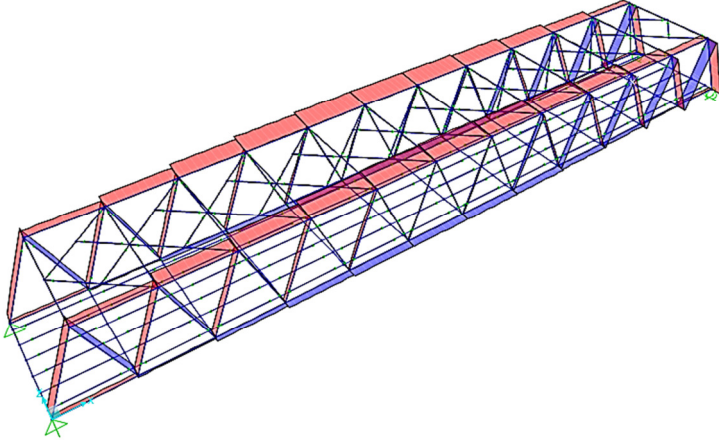
5.3.3.2. Momen pada balok melintang

akibat combo 13 yang paling menentukan.

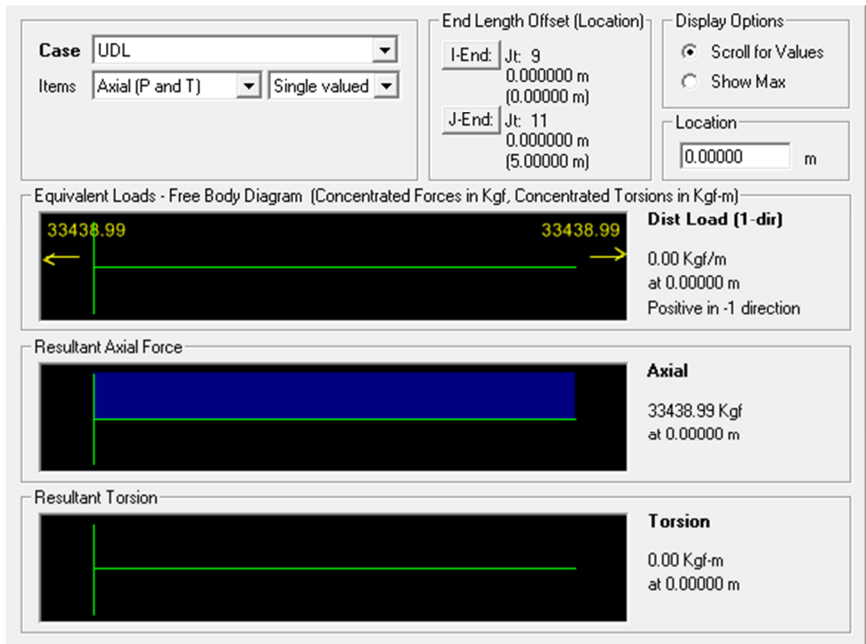


Gambar. 5.25. Diagram Moment balok melintang pada kombinasi 13

5.3.3.3. Moment beban UDL



Gambar 5.25. moment beban UDL

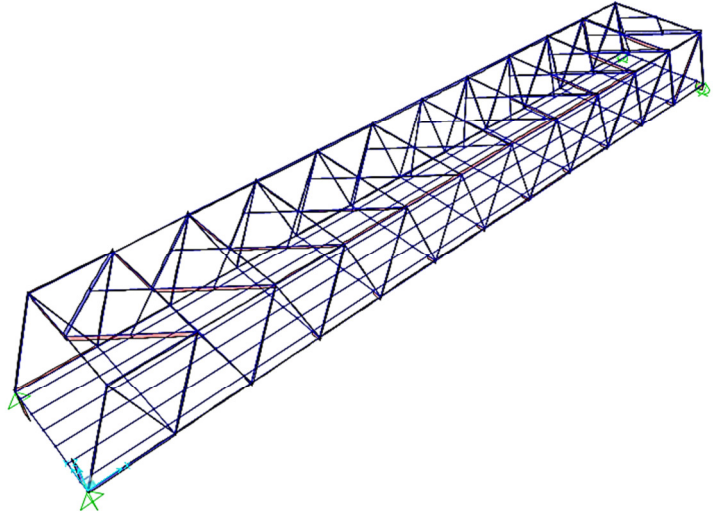


Gambar 5.26. Diagram MomentUDL

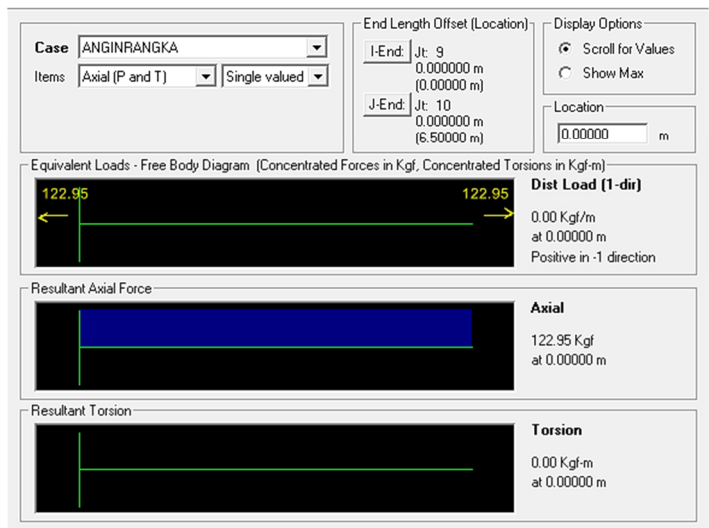
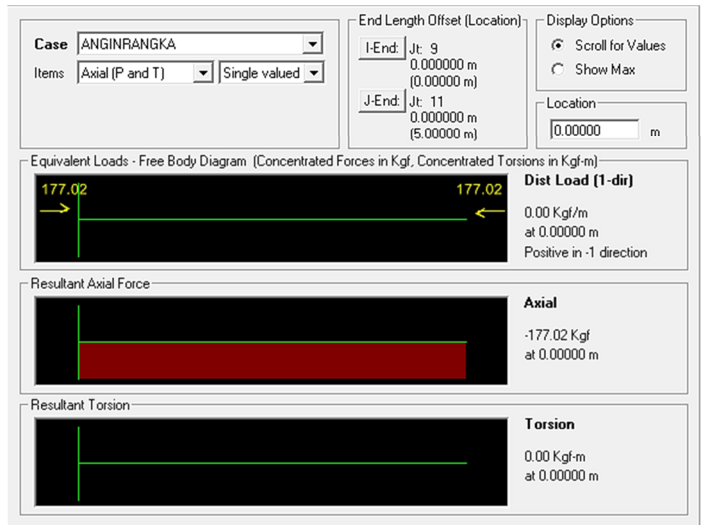


Gambar 5.27. Diagram MomentUDL

5.3.3.4. Moment ikatan angin



Gambar 5.28. momen yang terjadi pada ikatan angin



Gambar 5.29. diagram moment pada ikatan angin

5.4. DESAIN

5.5. DESAIN

5.5.1. STRUKTUR ATAS

5.5.1.1. Lantai Beton

A. Penampang ekivalen plat beton :

1. Menurut AISC (Amerika Institute of Steel Construction)

$$\begin{aligned} B_{\text{eff}} &\leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 5 &&= 1,25 \text{ m} \\ &\leq 16 t = 16 \times 0,20 &&= 3,2 \text{ m} \\ &\leq s &&= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Menurut AASHTO (Association Of Steel Highway and Transportasion Officials) :

$$\begin{aligned} B_{\text{eff}} &\leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 5 &&= 1,25 \text{ m} \\ &\leq 12 t = 12 \times 0,20 &&= 2,40 \text{ m} \\ &\leq s &&= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil $B_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$, maka

$$\begin{aligned} n &= \text{nilai ekivalen beton terhadap baja} \\ &= E_s / E_c \end{aligned}$$

$$= \frac{2,1 \times 10^5}{4700 \times \sqrt{f_c}} = \frac{2,1 \times 10^5}{4700 \times \sqrt{25}} = 8,94 \rightarrow 9$$

be = lebar ekivalen beton terhadap baja

$$= B_{\text{eff}} / n$$

$$= 1,25 / 9 = 0,138 \text{ m} \rightarrow 13,8 \text{ cm}$$

Fc = luas ekivalen plat beton terhadap profil
baja

= be x t (asumsi tulangan pada plat
diabaikan)

$$= 13,8 \times 20$$

$$= 276 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1/12 \times 13,8 \times 20^3$$

$$= 9200 \text{ cm}^4$$

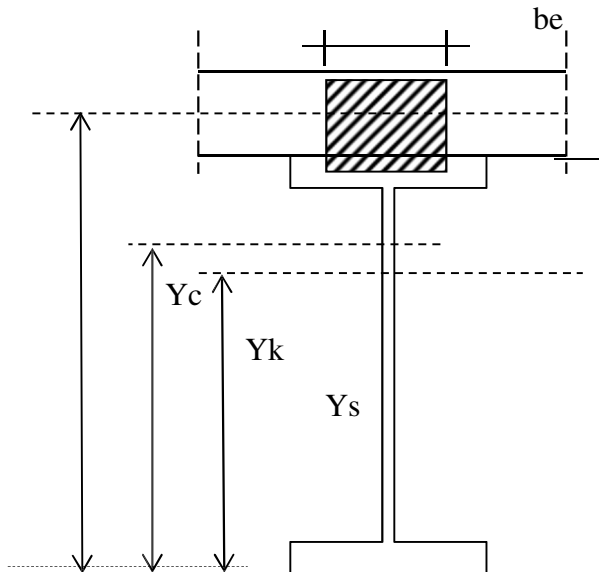
3. Momen Inersia Komposit

Menentukan tinggi berat balok komposit (Yk)

$$Y_k = \frac{(F_c \times Y_c) + (F_s \times Y_s)}{F_c + F_s}$$

$$= \frac{(276 \times 61,6) + (192,5 \times 30,3)}{276 + 192,5}$$

$$= 48,032$$



**Gambar 5.30. Posisi sumbu netral komposit
WF 800.300.16.30**

Dengan ;

$$b_e = 13,8 \text{ cm}$$

$$Y_s = 30,3 \text{ cm}$$

$$Y_c = 61,6 \text{ cm}$$

$$Y_k = 48,032 \text{ cm}$$

Menentukan momen inersia komposit (I_k)

$$\begin{aligned} I_k &= (I_c + (F_c \times (Y_c - Y_k)^2)) + (I_s + (F_s \times (Y_k - Y_s)^2)) \\ &= (9200 + 276 \times (61,6 - 48,032)^2) + \\ &\quad (339000 + 192,5 \times (48,032 - 30,3)^2) \\ &= 457372,186 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

5.5.1.2. Balok Memanjang

Dari perhitungan SAP 2000 momen max terjadi akibat combo 37 sebesar 36193 kN

- Kontrol kekuatan bahan.

1. Tegangan setelah komposit

$$\begin{aligned} \text{Syarat } f^c &= 0,45 \times 25 = 11,25 \text{ Mpa} = \\ &112,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

a. Tegangan pada bagian serta atas beton

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{(M_D + M_L) \times 24,768}{n \times I_k} \\ &= \frac{36193,28 \times 10^5 \times 24,768}{9 \times 457372,186} \\ &= 16,6691 \leq 112,5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- b. Tegangan pada serat bagian bawah beton.

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{(M_D + M_L) \times 14,768}{I_k} \\ &= \frac{36193,28 \times 10^5 \times 14,768}{4116349,674} \\ &= 12,984 < 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- c. Tegangan pada serat bagian atas baja

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_L \times 14,768}{I_k} \\ &= \frac{83,389 \times 10^5 \times 14,768}{457372,186} \\ &= 269,253 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- d. Tegangan pada serat bagian bawah baja

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_L \times 48,032}{I_k} \\ &= \frac{83,389 \times 10^5 \times 48,032}{457372,186} \\ &= 875,728 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

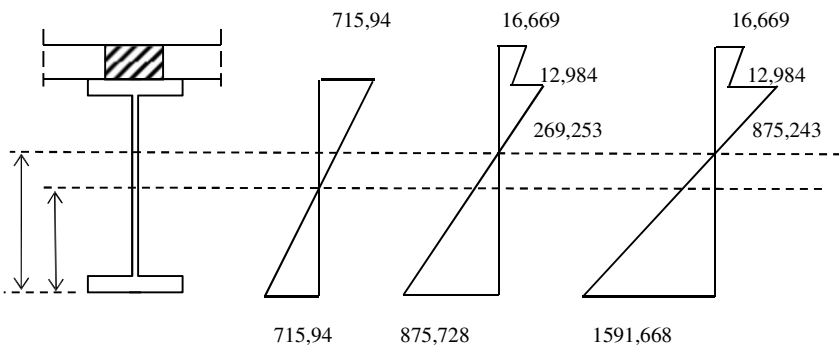
2. Tegangan sebelum dan sesudah komposit pada baja.

a. Tegangan pada bagian serat atas

$$\sigma_s = 715,94 + 269,253 = 985,193 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$

b. Tegangan pada bagian serat bawah

$$\sigma_s = 715,94 + 875,728 = 1591,668 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 5.31. Diagram Tegangan gelagar komposit

3. Kontrol tegangan geser komposit.

Statis momen terhadap sumbu komposit

a. Pada plat beton

$$S_{x_1} = A_c \times (Y_c - Y_k) = 276 \times (61,6 - 48,032) = 3744 \text{ cm}^3$$

b. Pada profil baja

$$S_{x_1} = A_c \times (Y_c - Y_k) = 192,5 \times (48,032 - 30,3) = 3413,41 \text{ cm}^3$$

c. Tegangan geser (τ)

$$S_x = S_{x_1} + S_{x_2} = 3744 + 3413,41 = 7157,41 \text{ cm}^3$$

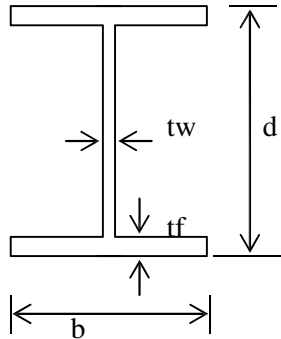
$$\tau = \frac{(D_D + D_L) \cdot S_x}{t_b \times I_k} =$$

$$\frac{(14,5095 + 27,866) \times 10^3 \times 7157,41}{1,6 \times 457372,186}$$

$$= 414,458 < 8,585 = 928 \text{ kg/cm}$$

5.5.1.3. Balok Melintang

Profil WF 800.300.14.26



$$d = 800 \text{ mm}$$

$$f_y = 290 \text{ Mpa}$$

$$bf = 300 \text{ mm}$$

$$f_u = 250$$

$$tf = 26 \text{ mm}$$

$$tw = 14 \text{ mm}$$

$$Z_x = 4020$$

6. Mengingat balok adalah tertahan penuh, kekuatan lentur hanya tergantung pada ketahanan lentur penampang.
7. Menentukan kelangsingan element pelat.

Untuk element plat flens :

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{250}} \\ &= \frac{\left(\frac{300-14}{2}\right)}{26} \sqrt{\frac{290}{250}} = 5,92\end{aligned}$$

Dari peraturan tabel 7.3 BMS 1992, $\lambda_{ep} = 9$

$\lambda_{e \text{ flens}} < \lambda_{ep}$ dan flens adalah kompak, untuk elemen plat badan :

$$\lambda_{e \text{ badan}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{250}}$$

$$= \frac{\left(\frac{800-14 \times 26}{2}\right)}{26} \sqrt{\frac{290}{250}} = 42,3$$

$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ep}$ dan badan adalah ‘kompak’ karena kedua elemen pelat adalah kurang dari batas plastis, seluruh penampang adalah “kompak”. Ini berarti bahwa penampang melintang adalah bebas dari pengaruh tekuk setempat yang dapat mengurangi kemampuan seluruh penampang untuk membentuk sendi plastis.

8. menentukan kekuatan lentur rencana :

$$\text{mengingat } S_x < 1,5 Z$$

$$Z_e = S_x$$

Kekuatan lentur rencana

$$M = K_s^R \cdot f_y \cdot Z_e$$

$$= K_s^R \cdot f_y \cdot S_x$$

$$= 0.9 \times 290 \times 6030 \times 10^3$$

$$= 1573,83 \text{ kNm} < M_u$$

Dari output SAP 2000 combo 13 yang menentukan $M_u \text{ max} = 97047,87 \text{ kgm}$

$$= 952,04 \text{ kNm}$$

Jadi , $M_u < M$, Ok

Profil WF 800.300.14.26 dapat digunakan

5.4.1.4. Rangka batang

Dalam perencanaan jembatan rangka baja ini, gaya yang bekerja adalah gaya tekan dan tarik

a. Kekuatan rangka batang terhadap tekan.

Unsur yang memikul gaya tekan cukup besar dapat runtuh dalam salah satu dari dua cara.

- Yang pertama adalah tekuk setempat dari elemen pelat yang membentuk penampang melintang, yang kedua adalah tekuk lentur dari seluruh unsur.
- Kedua mekanisme keruntuhan potensial menimbulkan persyaratan bahwa;

$$N' \leq K_s^R \cdot N_s$$

$$\text{Dan } N' \leq K_s^R N_c$$

Dengan ;

N_s = kapasitas nominal penampang

N_c = kapasitas nominal unsur

K_s^R = factor reduksi Kapasitas

1. Kekuatan nominal unsur.

Untuk unsur pada mana beban terpusat tidak menyebabkan keruntuhan tekuk setempat sebelum terjadi keruntuhan tekuk lentur, kekuatan tekanan nominal unsur, N_c ditentukan oleh pengurangan kekuatan penampang N_s sesuai peraturan 7.8.4 (BMS 1992) sebagai berikut :

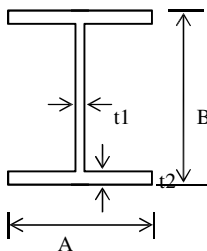
$$N_c = a_c \cdot N_s \leq N_s$$

Dengan :

N_s = kekuatan nominal yang di tentukan diatas

a_c = factor reduksi kelangsingan unsur

perhitungan :



Rangka Utama, Profil WF.400.400.20.35

$$A = 428 \text{ mm}$$

$$B = 407 \text{ mm}$$

$$t_1 = 20 \text{ mm}$$

$$t_2 = 35 \text{ mm}$$

- Tentukan kapasitas penampang N_s ,

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{407-20}{2 \times 35} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 5,95\end{aligned}$$

$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16$, dari peraturan BMS Tabel 7.11

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{428-2 \times 35}{20} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 19,728\end{aligned}$$

$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45$, dari peraturan BMS tabel 7.11

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

$$\begin{aligned}\text{Jadi, } N_s &= K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow \text{dari peraturan rumus 7.86} \\ &= 1 \cdot 36070 \cdot 290\text{N}\end{aligned}$$

$$= 10460,3 \text{ kN}$$

Dari output SAP 2000 gaya axial yang menentukan akibat combo 13 $N_u = 536756,46 \text{ kg} = 5265,58 \text{ kN}$

Jadi, $N_u < N_s$

Sehingga profil WF.400.400.20.35 bisa digunakan

b. Kekuatan rangka batang terhadap tarik.

Kekuatan unsur terhadap gaya tarik U.L.S rencana N , ditentukan oleh persyaratan peraturan bagian 7.9 BMS

$$\text{Yaitu } N \leq K_s^R N_t$$

Dengan :

K_s^R = factor reduksi kapasitas

N_t = kekuatan nominal penampang

untuk tarik

1. Kekuatan tarik nominal

Kekuatan tarik nominal N_t diambil sebagai nilai terkecil dari :

$$N_t = A_g f_y \text{ (leleh unsur)}$$

$$\text{Atau } N_t = 0,85 k_t \cdot A_n \cdot f_u \text{ (patahn unsur)}$$

Dengan :

k_t = factor untuk pembangunan gaya sesuai peraturan bagian 7.9.2

f_y = tegangan leleh

f_u = tegangan tarik

A_g = luas penuh dari penampang melintang

A_n = luas bersih dari penampang dengan pengurangan akibat lubang sesuai peraturan BMS 7.12.1.11 dan rumus 7.98d

- **Menentukan kapasitas tarik rencana untuk balok**

$$A_g = 36070$$

$$A_n = 36070 - 8 \times 22 \times 20 + \frac{4 \times 40^2 \times 20}{4 \times 60}$$
$$= 33083,3$$

$$\text{Leleh unsur, } N_t = 36070 \times 290 \text{ N}$$
$$= 10460,3 \text{ kN}$$

$$\text{Patahan unsur } N_t = 0,85 \times 0,85 \times 33083,3 \times 440$$
$$= 10517 \text{ kN}$$

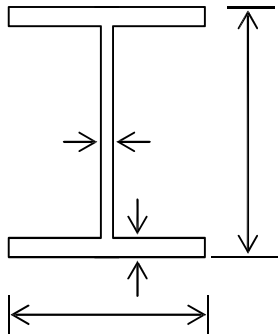
$$\text{Jadi, } N_t = 10460,3 \text{ kN ; } N_u = 1973 \text{ kN}$$

Jadi $N_u < N_t$ Ok

a. **Batang Diagonal**

1. Kekuatan terhadap unsur tekan.

Batang diagonal dengan profil WF
300.200.8.12



$$A = 249 \text{ mm}$$

$$B = 200 \text{ mm}$$

$$t_1 = 8 \text{ mm}$$

$$t_2 = 12 \text{ mm}$$

$$A_n = 7238 \text{ mm}$$

- Menentukan kapasitas penampang N_s

$$\lambda_{B \text{ flens}} = \frac{200-20}{2 \times 12} \sqrt{\frac{290}{250}}$$

$$= 8,616$$

$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16$, dari peraturan BMS Tabel 7.11

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{294 - 2 \times 12}{8} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 36,348\end{aligned}$$

$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45$, dari peraturan BMS tabel 7.11

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

Jadi, $N_s = K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow$ dari peraturan rumus 7.86

$$= 1 \cdot 7238 \cdot 290\text{N}$$

$$= 2099,02 \text{ kN}$$

2. Kekuatan terhadap unsur tarik

- **Menentukan kapasitas tarik rencana untuk balok**

$$A_g = 7238$$

$$\begin{aligned}A_n &= 7238 - 8 \times 22 \times 12 + \frac{4 \times 40^2 \times 12}{4 \times 60} \\ &= 5659,33\end{aligned}$$

$$K_t = 0,85$$

$$\text{Leleh unsur, } N_t = 7238 \times 290 \text{ N}$$

$$= 2099 \text{ kN}$$

$$\text{Patahan unsur } N_t = 0,85 \times 0,85 \times 5659,3 \times 440$$

$$= 1799 \text{ kN}$$

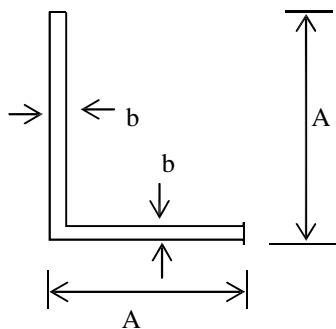
$$N \leq 0,9 \times 1799$$

$$\leq 1619,1 \text{ kN}$$

b. Ikatan Angin

1. Kekuatan terhadap unsur tekan.

Ikatan Angin dengan profil L 100.100.14



$$A = 100 \text{ mm}$$

$$b = 14 \text{ mm}$$

$$A_n = 2620 \text{ mm}$$

$$f_y = 290 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 440 \text{ Mpa}$$

- Menentukan kapasitas penampang N_s

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{100-14}{2 \times 14} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 3,30\end{aligned}$$

$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16$, dari peraturan BMS Tabel 7.11

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{100-14}{14} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 6,61\end{aligned}$$

$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45$, dari peraturan BMS tabel 7.11

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

Jadi, $N_s = K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow$ dari peraturan rumus 7.86

$$\begin{aligned}&= 1 \cdot 2620 \cdot 290\text{N} \\ &= 759,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Kekuatan terhadap unsur tarik

Menentukan besaran penampang A_g , A_n , k_t

$$A_g = 2620 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_n &= 2620 - 1 \times 22 \times 7,8 \\ &= 2448,4 \end{aligned}$$

$$K_t = 0,85$$

Hitung nilai N_e , peraturan rumus BMS 7.98b & c

$$\begin{aligned} \text{Leleh unsur, } N_t &= 2620 \times 290 \text{ N} \\ &= 759,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Patahan unsur } N_t &= 0,85 \times 0,85 \times 785,4 \times 440 \text{ N} \\ &= 587,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

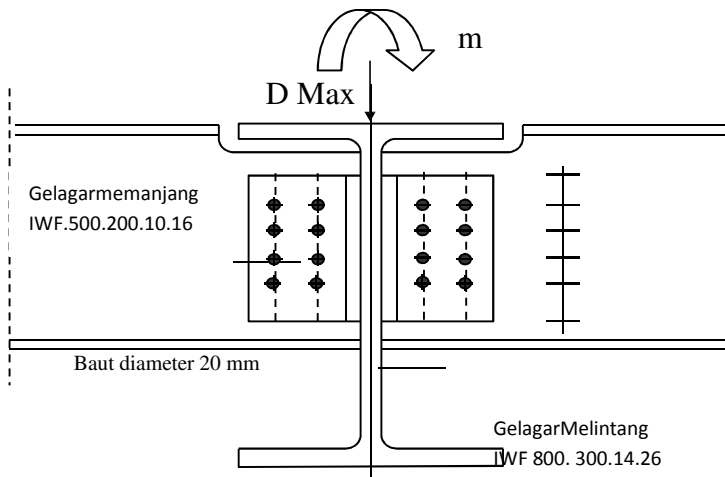
$$\begin{aligned} N &\leq 0,9 \times 587,4 \\ &\leq 528,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2. Perhitungan Sambungan.

5.4.2.1. Hubungan Gelagar Memanjang & Melintang

5.4.2.1.1. Hubungan antara gelagar memanjang dengan siku penghubung

Untuk pelat penyambung digunakan profil \perp 150.150.14



Gambar 5.32. Hubungan antara gelagarmemanjang dengan siku penghubung

Syarat penyambungan :

Dipakai baut \varnothing 20 mm, maka : Jarak antar baut (a):

$$3\varnothing \leq a \leq 6\varnothing$$

$$3 \times 20 \leq a \leq 6 \times 20$$

$$57 \leq a \leq 114$$

a diambil 80 mm

Jarak baut ketepi sambungan(c) :

$$c \geq 2\phi$$

$$c \geq 2 \times 20$$

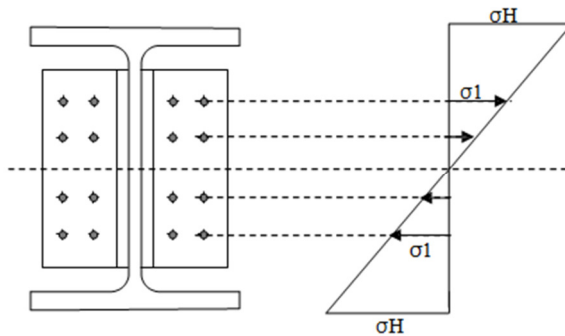
$$c \geq 38$$

c diambil 40 mm

Bj Baut 52 ($\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

Gaya momen = 0 kN.cm

Gaya Geser = kN



Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}{g}; \text{ digunakan baut diameter}$$

19cm,

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1,9^2}{10} = 0,567 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak garis netral(X)} = \frac{1}{2} \cdot 40 = 20 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X = M$$

$$2 \left(\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = M$$

$$2 \times \left(\frac{1}{2} \sigma_h \times 0,567 \times 20 \times \frac{2}{3} \times 20 \right) = 5940,5 \text{ kNcm}$$

$$151,2 \times \sigma_h = 5940,5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_h = 39,29 \text{ kN/cm}^2 \text{ (} 3929 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{20-6,5}{20} \times 3929 = 2652,075 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas (yang paling ekstrim)

$$N = \delta \times g \times \sigma_1 = 0,567 \times 10 \times 2652,075 \text{ kg/cm}^2 = 15037,26 \text{ kg/cm}^2$$

Per baut NI = $\frac{1}{4} \times 15037,26 = 3759,32 \text{ kg/cm}^2$
(tarik)

Geser : $G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{67,74}{16} = 4,23 \text{ kN (423 kg)}$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$\sigma_{tp} = \frac{G}{d.t} = \frac{423}{1,9 \times 1} = 222,63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp} (1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2)$

$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{423}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 149,27 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \cdot \sigma_d \tau = 2160 \text{ kg/cm}^2)$

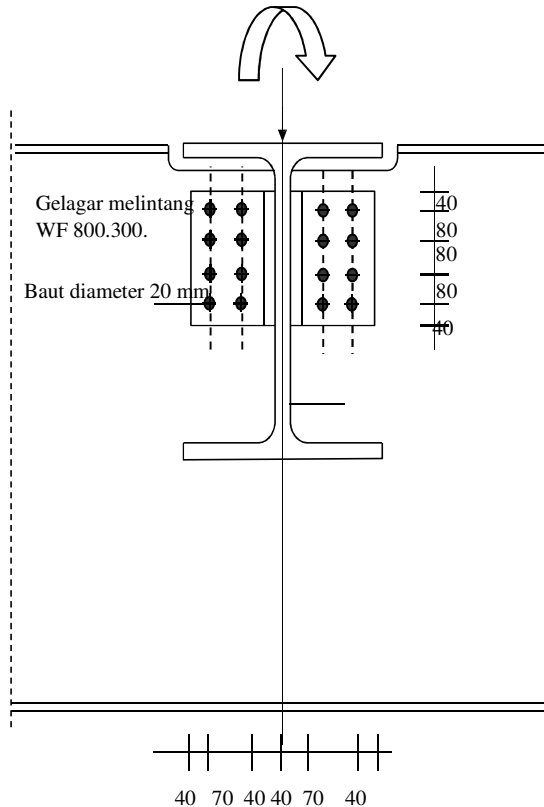
$\sigma_{ta} = \frac{NI}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{3759,32}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 1326,58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta} (0,7 \sigma_d = 2520 \text{ kg/cm}^2)$

$\sigma_I = \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} = \sqrt{1326,58^2 + 3 \times 149,27^2} = 1351,54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$

Jadi sambungan tersebut aman.

5.4.2.1.1. Hubungan antara gelagar melintang

Digunakan Profil \perp 150.150.14



**Gambar 5.33. Hubungan antara gelagar melintang
Dengan siku penghubung**

Syarat penyambungan :

Diapakai baut \varnothing 20mm, maka :

Jarak antar baut (a) :

$$3\emptyset \leq a \leq 6\emptyset$$

$$3 \times 20 \leq a \leq 6 \times 20$$

$$57 \leq a \leq 114$$

A diambil 80 mm

Jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2\emptyset$$

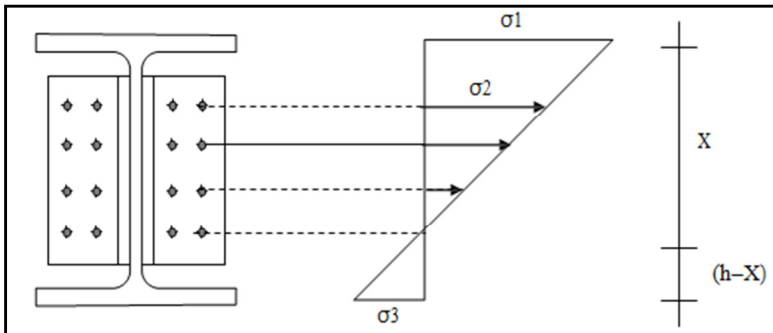
$$c \geq 2 \times 20$$

$$c \geq 38$$

c diambil 40 mm

Bj Baut 52 ($\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

Gaya Geser (V_n)= 103,672 kN



Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}{g} ; \text{digunakan baut diameter 20 cm,}$$

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2}{10} = 0,567 \text{ cm}$$

jarak garis netral (x)

$$\delta \times X \times \frac{1}{2} \times X = b' (h-X) \times \frac{1}{2} \cdot (h-X)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \times 0,567 \times X^2 &= \frac{1}{2} (0,75 \times 20) \times (40 - X)^2 \\ &= 12000 - 600X + 7,5X^2 - 0,2835X^2 \end{aligned}$$

$$X = 33,49 \text{ cm}$$

$$(h - X) = 40 - 33,49 = 6,51 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_1 \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) + \left(\frac{1}{2} \sigma_3 \times b' (h - X) \times \frac{2}{3} (h - X) \right) = M$$

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_1 \times 0,567 \times 33,49 \times \frac{2}{3} \times 33,49 \right) + \left(\frac{1}{2} \sigma_3 \times (0,75 \times 20) \times 6,51 \times \frac{2}{3} \times 6,51 \right) = 11881$$

$$211,98 \times \sigma_1 + 211,9 \times \sigma_3 = 11881 \text{ kNcm}$$

$$211,98 \times \sigma_1 + 211,9 (0,194 \times \sigma_1) = 11881 \text{ kNcm}$$

$$253 \sigma_1 = 11881 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 46,96 \text{ kN (4696 kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_2 = \frac{33,49 - 6,51}{33,49} \times \sigma_1 = 3783,2 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas =

$$\begin{aligned} N &= \delta \times g \times \sigma_2 = 0,567 \times 10 \times 3783,2 \text{ kg/cm}^2 = \\ &21450,74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Per baut NI = $\frac{1}{4} \times 21450,74 = 5362,69 \text{ kg/cm}^2$
(tarik)

$$\text{Geser : } G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{67,74}{16} = 4,23 \text{ kN (423 kg)}$$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = \frac{G}{d.t} = \frac{423}{1,9 \times 1} = 222,63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp}' \text{ (} 1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{423}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 149,27 \text{ kg/cm}^2 < \tau' \text{ (} 0,6 \cdot \sigma_d = 2160 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{NI}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{5362,69}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 1892,37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}' \text{ (} 0,7 \cdot \sigma_d = 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

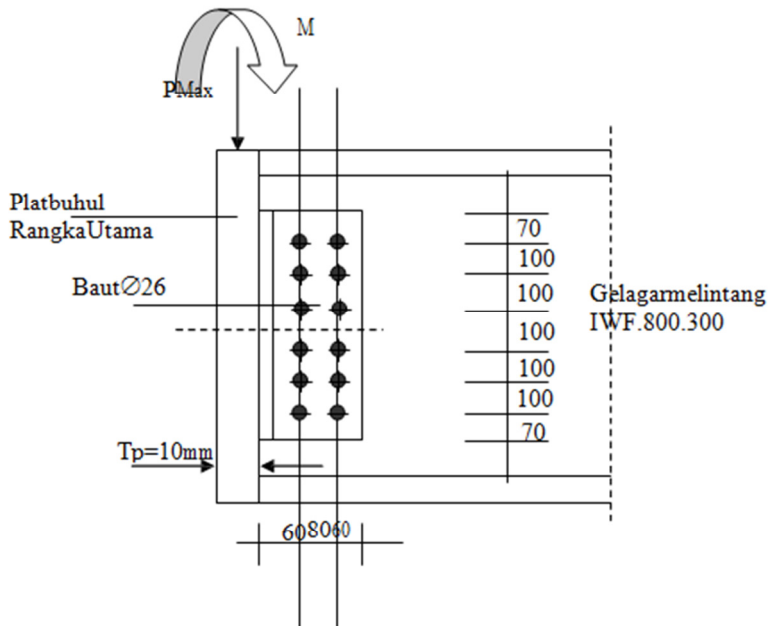
$$\begin{aligned} \sigma_I &= \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} \\ &= \sqrt{1892,37^2 + 3 \times 149,27^2} \\ &= 1909,95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d \text{ (} 3600 \text{ kg/cm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

Jadi sambungan tersebut aman.

5.4.2.2. Hubungan Gelagar Melintang dan Rangka Utama

5.4.2.2.1 Hubungan antara gelagar melintang dengan siku penghubung

Untuk plat penyambung digunakan profil L .200.200.16



Gambar 5.34. Hubungan antara gelagar melintang dengan siku penghubung

Syarat penyambungan :

Dipakai baut $\text{Ø} 26$ mm, maka :

Jarak antar baut (a) :

$$3\varnothing \leq a \leq 6\varnothing$$

$$3 \times 26 \leq a \leq 6 \times 26$$

$$78 \leq a \leq 156$$

a diambil 100 mm

jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2\varnothing$$

$$c \geq 2 \times 26$$

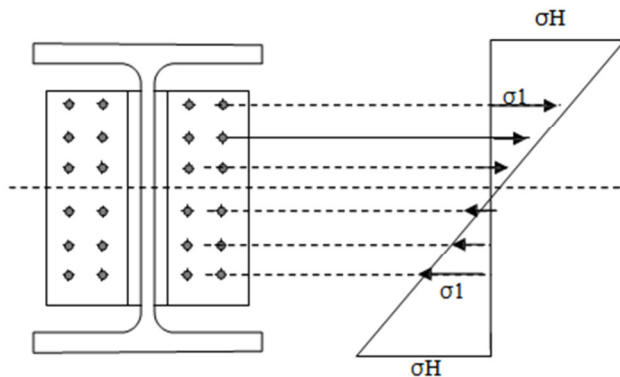
$$c \geq 52$$

c diambil 70 mm

Bj baut 52 ($\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

Gaya Momen : 0 kNcm

Gaya Geser : kN



Baut dianggap sebagai dengan lebar :

$\delta =$; digunakan baut diameter 26 cm,

$\delta = 1,061$ cm

jarak garis netral (X) = $\frac{1}{2} \times 80 = 40$ cm

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X = M$$

$$2 \left(\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = M$$

$$2 \times \left(\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = 47449 \text{ kNcm}$$

$$1131,74 \times \sigma_h = 47449 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_h = 41,93 \text{ kN/cm}^2 \text{ (4193 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 4193 = 2620,63 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas =

$$N = \delta \times g \times \sigma_1 = 1,061 \cdot 10 \cdot 2620,63 \text{ kg/cm}^2 \\ = 27804,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Per baut NI} = \frac{1}{4} \times 27804,88 = 6951,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Geser : G} = 9,20 \text{ kN (920 kg)}$$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = = = 353,85 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp}' (1,5 \cdot \sigma_d = 540 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = = = 173,37 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \times \cdot \sigma_d = 2160 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{ta} = = = 2035,71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}' (0,7 \cdot \sigma_d = 2520 \text{ kg / cm}^2)$$

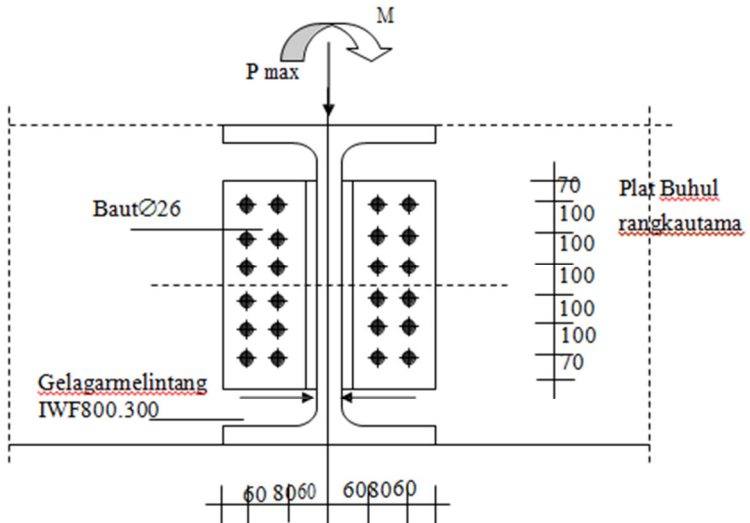
$$\sigma_I = =$$

$$= 2057,74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$$

Jadi sambungan tersebut aman.

5.4.2.2.2. Hubungan antara plat buhul rangka utama dengan siku penghubungnya

Digunakan Profil L. 200.200.16



Gambar 5.35. Hubungan antara siku penghubung dengan rangka utama

Syarat penyambungan :

Dipakai baut Ø 26 mm, maka :

Jarak antara baut (a) :

$$3 \varnothing \leq a \leq 6 \varnothing$$

$$3 \times 26 \leq a \leq 6 \times 26$$

$$78 \leq a \leq 156$$

a diambil 100 mm

jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 26$$

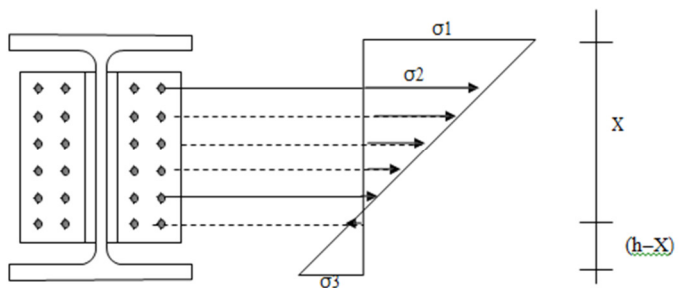
$$c \geq 52$$

c diambil 70 mm

Bj baut 52 ($\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$)

Gaya momen : kNcm

Gaya geser : kN



Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

; digunakan baut diameter 26 cm

$$= 1,061 \text{ cm}$$

Jarak garis netral (X)

$$\Delta \times X \times \frac{1}{2} \times X = b' (h - X) \times \frac{1}{2} \cdot (h - X)$$

$$\frac{1}{2} \times 1,061 \times X^2 = \frac{1}{2} (0,75 \times 30) \times (80 - X)^2$$

$$= 7200 - 1800X + 11,25X^2 - 0,5305X^2$$

$$X = 65,73 \text{ cm}$$

$$(h - X) = 80 - 65,73 = 14,27 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_1 \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_3 \times b'(h - X) \times \frac{2}{3} (h - X) = M$$

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_1 \times 1,061 \times 65,73 \times \frac{2}{3} \times 65,73 \right) + \left(\frac{1}{2} \times \sigma_3 \times 22,5 \times 14,27 \times \frac{2}{3} \times 14,27 \right) = 94898$$

$$1528,07 \times \sigma_1 + 1527,25 \times \sigma_3 = 94898 \text{ kNcm}$$

$$1528,07 \times \sigma_1 + 1527,25 (0,194 \times \sigma_1) = 94898$$

$$\text{kNcm}$$

$$1824,36 \times \sigma_1 = 94898 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 52,02 \text{ kN (5202 kg/cm}^2)$$

$$\sigma_2 = x = 4072,64 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas (yang paling ekstrim) =

$$N = \delta \times g \times \sigma_2 = 1,061 \times 10 \times 4072,64$$

$$\text{kg/cm}^2 = 43210,76 \text{ kg/cm}^2$$

Per baut NI = $\frac{1}{4} \times 43210,76 = 10802,69$
kg/cm² (tarik)

$$\text{Geser : } G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{220,86}{24} = 9,20 \text{ kN (920 kg)}$$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = \frac{G}{d \cdot t} = \frac{920}{2,6 \times 1} = 353,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{tp} (1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{920}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2,6^2} = 173,37 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \times \sigma_d)$$
$$= 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ta} = \frac{\text{NI}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{10802,69}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2,6^2} = 2035,71 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,7 \times \sigma_d)$$
$$= 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} = \sqrt{2035,71^2 + 3 \times 173,37^2}$$
$$= 2057,74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$$

Jadi sambungan tersebut aman.

5.4.2.3. Hubungan Pertambatan Angin

5.4.2.3.1. Pertambatan angin Atas

1. Hubungan pertambatan angin dengan pelat penghubung :

Digunakan baut \varnothing 16 mm

Jarak antar paku (a) :

Jarak antar baut (a) :

$$3 \varnothing \leq a \leq \varnothing$$

$$3 \times 16 \leq a \leq 6 \times 16$$

$$48 \leq a \leq 96$$

a diambil 50 mm

jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 16$$

$$c \geq 32$$

c diambil 35 mm

tebal pelat buhul (δ) diambil = 15 mm

sambungan irisan 1

= 0,9375 > 0,314..... Pengaruh geser

:

Besarnya kekuatan sebuah baut akibat pengaruh

geser (Pgs)

$$\begin{aligned} Pgs &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times v \times \sigma \text{ ijin} \\ &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,6^2 \cdot 160 \times 0,1 \\ &= 19,292 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung jumlah baut (n)

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

dimana S adalah gaya batang yang menentukan

a. Sambungan batang vertical :

$$S = - 16,36 \text{ kN}$$

$$n = \frac{16,36}{19,292} = 0,848 \text{ (dipakai 2}$$

buah baut)

b. Sambungan batang diagonal :

$$S = - 27,2657 \text{ kN}$$

$$n = \frac{27,2657}{19,292} = 1 \text{ (dipakai 2}$$

buah baut)

2. Sambungan antara pelat buhul dan gelagar induk

Digunakan las sudut datar sama kaki :

Syarat-syarat pengelasan :

$$a \leq (\delta + 2) / 2$$

$$a \leq (15 + 2) / 2$$

$$a \leq 8,5 \text{ mm}$$

menghitung panjang las :

panjang potongan 20 cm (dihitung sekuat profilnya)

gaya maksimum dapat dipikul oleh plat dengan ukuran
200.15

$$S \text{ max} = \sigma_1 \times F_{\text{plat}}$$

$$= 160 \times 0,1 \times 20 \times 1,5 = 480 \text{ kN}$$

Las dan gaya membentuk sudut 45^0

Menurut Huber Hengki :

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_i}{\sqrt{(\sin^2 \alpha + 3 \cos^2 \alpha)}}$$

$$\sigma_{\alpha} = 0,71 \sigma_i \quad \alpha = 45^0$$

maka :

$$F_{\text{las}} = \frac{S \text{ max}}{\sigma_{\alpha}}$$

$$0,8 \times L_{\text{netto}} = \frac{480}{\sqrt{(0,71 \times 160)}}$$

$$L_{\text{netto}} = 31,69 \text{ cm}$$

Panjang las harus memenuhi syarat $L_{\text{netto}} \text{ max}$

$$L_{\text{netto}} < 40 \times a = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

$$L_{\text{netto}} = \frac{31,69}{2} = 15,85$$

$$L_{\text{brutto}} = L_{\text{netto}} + 3a = 15,85 + (3 \times 0,8) = 18,24 \text{ cm}$$

Diambil L las 19 cm untuk setiap panjang plat 20 cm

5.4.2.3.1. Pertambahan Angin Bawah

- Hubungan pertambahan angin dengan sayap gelagar melintang digunakan baut \varnothing 16 mm

Menghitung jumlah baut (n)

$$n =$$

- Sambungan batang diagonal :

$$S = 40,6348 \text{ kN}$$

$$n = 2,122 \text{ (dipakai 2 buah baut)}$$

5.4.2.4. Menghitung Jumlah Baut

Direncanakan menggunakan baut \varnothing 32 mm

Jarak antar baut (a) :

$$3 \varnothing \leq a \leq 6 \varnothing$$

$$3 \times 32 \leq a \leq 6 \times 32$$

$$96 \leq a \leq 192, \quad a \text{ diambil } 100 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 32$$

$$c \geq 64, \quad c \text{ diambil } 70 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi profil (e) :

$$e \geq 1,5 \varnothing$$

$$e \geq 1,5 \times 32$$

$$e \geq 48, \quad e \text{ diambil } 50 \text{ mm}$$

Tebal pelat buhul (δ) diambil = 15 mm

Sambungan irisan 1

$$\frac{\delta}{\varnothing} = \frac{15}{16} = 0,469 > 0,314 \dots \dots \dots$$

Pengaruh geser :

Besarnya kekuatan sebuah baut akibat pengaruh geser (P_{gs}) dengan menggunakan baut mutu tinggi ($\sigma_{leleh} = 360 \text{ Mpa}$)

$$\begin{aligned} P_{gs} &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times \sigma \\ &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 3,2^2 \times 360 \times 0,1 \\ &= 173,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung jumlah baut (n)

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

a. Sambungan batang vertical :

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

$$n = \frac{4067,708}{173,63} = 23,42 \text{ (dipakai 23 buah)}$$

b. Sambungan batang diagonal :

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

$$n = \frac{4010,417}{173,63} = 23,09 \text{ (dipakai 23 buah)}$$

c. Sambungan batang diagonal tarik

$$n = \frac{1042,708}{173,63} = 6 \text{ buah}$$

d. Sambungan batang diagonal tekan

$$n = \frac{1638,542}{173,63} = 9,43 \text{ (pakai 9 buah)}$$

5.4.3. Perhitungan Elastomer

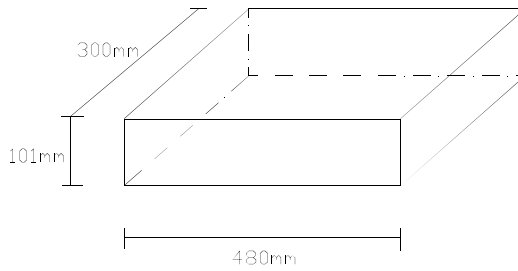
Kekuatan elastomer menurut Jembatan Rangka Australia (Mc. Millan, Britten & Kell) sebagai berikut :

Tabel 5.4 Jenis Elastomer

Jenis	Ukuran (mm)	Beban Max (kN)
TRB 1	480-300-87	2435
TRB 2	480-300-101	3600
TRB 3	350-280-97	540
TRB 4	350-280-117	540

Reaksi perletakan terbesar akibat combo 1 (3184,439) kN

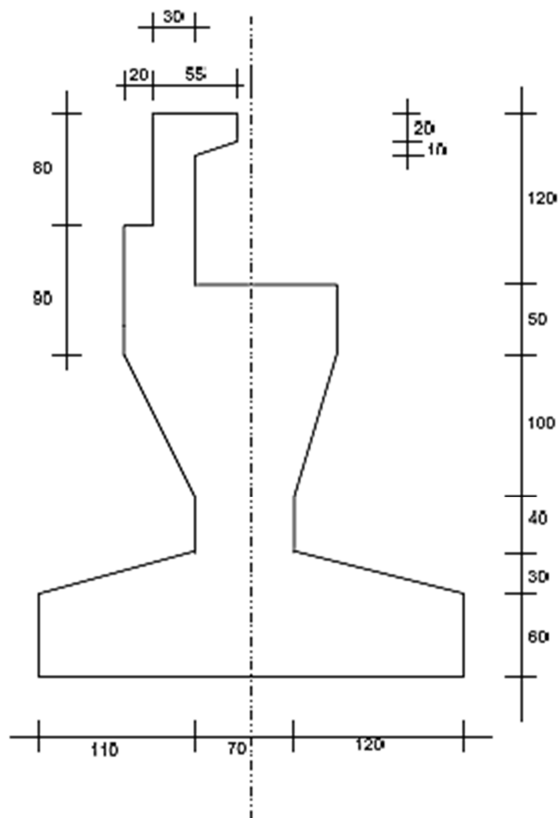
Maka digunakan elastomer jenis TRB 2 dengan beban maksimum 3184,439 kN, dengan ukuran 480-300-101 mm³



Gambar 5.36. Penampang Elastomer Jenis TRB.1

5.5. PERENCANAAN DETAIL BANGUNAN BAWAH

5.5.1. Perencanaan Abutmen



Gambar 5.37. Penampang Abutmen

5.5.1.1. Pembebanan abutment

Berdasarkan PPPJJR, gaya-gaya yang bekerja pada abutment antara lain :

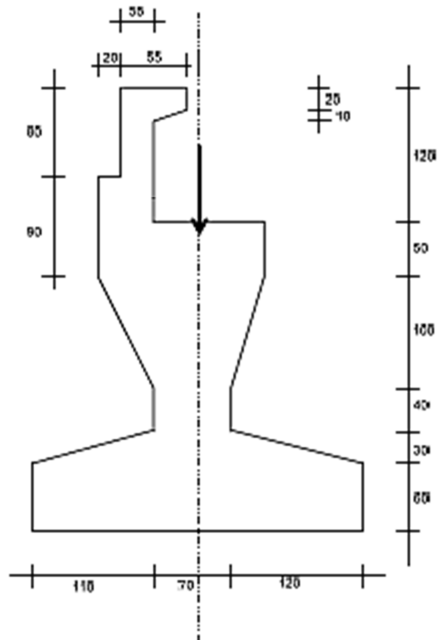
1. Beban mati meliputi :
 - a. Beban mati bangunan atas
 - b. Berat sendiri
 - c. Gaya akibat beban vertical tanah

2. Beban hidup meliputi :
 - a. Beban lalu lintas bangunan atas
 - b. Gaya akibat tekanan tanah aktif
 - c. Beban gempa
 - d. Beban angin
 - e. Gaya rem dan traksi
 - f. Gaya gesekan pada tumpuan

Beban Mati

Beban Mati Akibat Gaya Vertikal

a. Beban mati akibat bangunan atas



Gambar 5.38. Penampang Pembebanan abutmen akibat gaya vertical

$$P_{DL} = 805,232 \times 2 = 1610,464 \text{ kN}$$

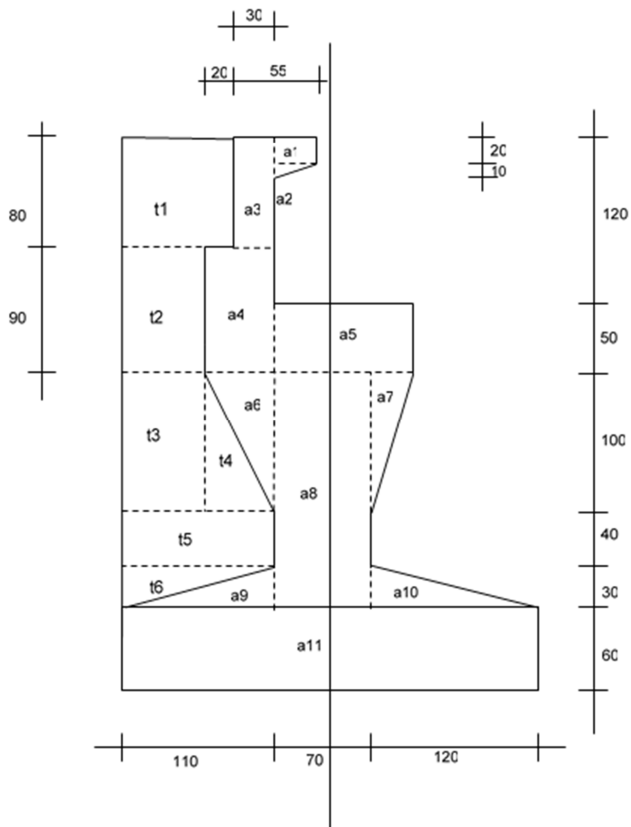
Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik A.

$$\begin{aligned} M_{DL} &= 5506,49 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} \\ &= 8259,735 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya akibat beban sendiri abutment

Dengan : - Lebar abutment = 10 m

Berat jenis beton = 25 kN/m³



Gambar 5.39. Pembebanan akibat berat sendiri abutmen

Tabel 5.3. Pembebanan akibat berat sendiri abutmen

No	Berat (W) – kN	X (m)	W x X (KNm)
a1	$0,25 \times 0,2 \times 25 \times 10 = 12,5$	1,775	22,19
a2	$\frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,1 \times 25 \times 10 = 3,125$	1,8167	5,68
a3	$0,3 \times 0,8 \times 10 \times 25 = 6$	2,05	12,3
a4	$0,5 \times 0,9 \times 10 \times 25 = 112,5$	2,15	241,875
a5	$1,0 \times 0,5 \times 10 \times 25 = 125$	1,4	175
a6	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1,0 \times 10 \times 25 = 81,25$	2,067	167,94
a7	$\frac{1}{2} \times 0,3 \times 1,0 \times 10 \times 25 = 48,75$	1,10	53,625
a8	$0,7 \times 1,7 \times 10 \times 25 = 432,25$	1,55	669,98
a9	$\frac{1}{2} \times 1,1 \times 0,3 \times 10 \times 25 = 89,375$	2,266	202,52
a10	$\frac{1}{2} \times 1,2 \times 0,3 \times 10 \times 25 = 97,5$	0,8	78
a11	$3 \times 0,6 \times 10 \times 25 = 585$	1,5	877,5
	$\Sigma = 1708,70$		$\Sigma = 2717,72$

$$\text{Titik berat } X_0 = \frac{\Sigma W x X}{\Sigma W} = \frac{2717,72}{1708,70} = 1,59 \text{ m}$$

Berat sendiri abutmen (A_A) 1708,70 KN

Momen akibat berat abutmen terhadap titik A (M_{AA}) = 2717,72 kNm.

c. Gaya akibat beban vertical tanah

Dengan berat jenis tanah = 13,95 KN/m³

Tabel 5.4 Pembebanan akibat beban tanah diatas abutmen

No	Berat Tanah (W) KN	X (m)	W x Y	Y	W x Y
t1	0,8 x 0,8 x 10 x 13,95 = 111,6	2,6	290,16	3,4	379,44
t2	0,6 x 0,9 x 10 x 13,95 = 73,24	2,7	197,75	2,75	201,41
t3	0,6 x 1,0 x 10 x 13,95 = 104,625	2,7	282,49	2,00	209,25
t4	0,5 x 1,0 x 10 x ½ x 13,95 = 43,6	2,46	89,82	1,83	79,79
t5	1,1 x 0,4 x 10 x 13,95 = 76,725	2,46	187,98	1,30	99,74
t6	½ x 1,1 x 0,3 x 10 x 13,95 = 47,95	2,63	126,11	0,934	44,78
	Σ = 457,74		1174,31		1014,41

$$\text{Titik berat} = X_0 = \frac{\sum W x X}{\sum W} = \frac{117,31}{457,74} = 2,56 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{\sum W x Y}{\sum W} = \frac{1014,41}{457,74} = 2,22 \text{ m}$$

Berat sendiri (T_p) = 457,74 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik A (M_p) =

1174,31 KNm

Beban Hidup

1. Beban hidup akibat gaya vertical

a. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$\begin{aligned}P_{Lt} &= 1542,545 \text{ kN} \times 2 \\ &= 3085,09 \text{ kN}\end{aligned}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik A

$$M_{Lt} = 625 \times 1,5 \text{ m} = 937,5 \text{ kNm}$$

2. Beban Hidup Akibat Gaya Horizontal

b. Gaya akibat tekanan tanah aktif

Diambil tanah dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\gamma_t &= 13,95 \text{ KN/m}^3 \\ \emptyset &= 17^\circ \\ c &= 9 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Koefisien Tanah Aktif :

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \emptyset/2) = \text{tg}^2 (45 - 17/2) = 0,55$$

Tegangan – tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= q \times K_a - 2 \times c \times x \\ &= 122,5 \times 0,55 - 2 \times 9 \times x \\ &= 54,03 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= (\gamma \times K_a \times h) \\ &= 13,95 \times 0,55 \times 4 \\ &= 30,69 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Tabel 5.5. Pembebanan akibat tekanan tanah aktif

No	Tekanan Tanah (KN)	Y (m)	Tekanan Y (KNm)
P1	$54,02 \times 4 \times 10 = 2160,8$	2,0	4321,6
P2	$\frac{1}{2} \times 30,69 \times 4 \times 10 = 613,8$	1,33	816,35
	$\Sigma = 2774,6$		$\Sigma = 5137,95$

Tekanan tanah (Pa) = -2774,6 kN

Momen akibat tekana tanah terhadap titik A

$$(M_{Pa}) = - 5137,95 \text{ kN.m}$$

c. Gaya akibat gempa bumi

$$K = E \times G_p$$

Dengan :

K = Gaya horizontal akibat gempa

E = Koefisien gempa (zona jawa timur = 0,7)

G_p = Muatan mati dari struktur yang ditinjau (kN)

Tabel 5.6. Pembebanan akibat gempa

No	Gp (kN)	Y (m)	Gp x Y (kN.m)
K1	$P_{LL} + P_{DL} = 13641,91$	2,80	38187,33
K2	$A_p = 1708,70$	1,42	2426,354
K3	$A_p = 2774,6$	2,22	6159,612
	$\Sigma = 18125,21$		$\Sigma = 45,773,296$

Dengan :

A_p : berat sendiri abutmen

P_p : tekanan tanah

Besarnya gaya gempa :

$$\begin{aligned} K_k &= E \times G_p \\ &= 0,07 \times 18125,21 \\ &= 2718,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$\begin{aligned} M_{Kk} &= 45773,296 \times 1,5 \\ &= 6865,99 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

d. Gaya mendatar akibat gaya angin

Beban angin

1. Beban angin sebesar 150 kg/m^2 arah horizontal dibagi merata pada bidang vertical jembatan.
2. Bidang vertical beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertical yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 meter diatas lantai kendaraan.
3. Data teknis perencanaan petambatan angin :

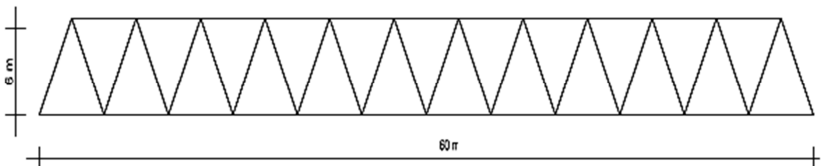
$$\text{Tekanan angin (w)} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Panjang sisi bawah jembatan} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi atas jembatan} = 55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang rangka utama (A)} &= \left(\frac{60+55}{2}\right) \times 6 \\ &= 345 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



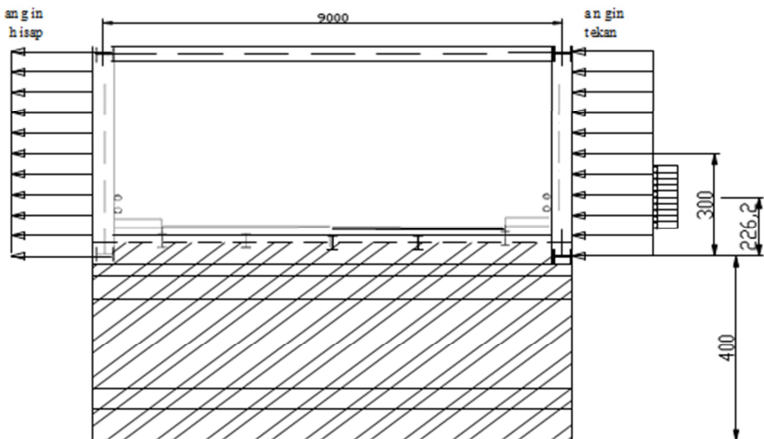
Gambar 5.40. Bidang rangka induk

Beban angin pada sisi rangka jembatan (dl) :

$$\begin{aligned}d1_{\text{tekan}} &= 50\% \times (30\% \times A) \times W \\ &= 50\% \times (30\% \times 345) \times 150 \\ &= 7762,5\text{kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d2_{\text{hisap}} &= 50\% \times (15\% \times 345) \times 150 \\ &= 3881,25 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah beban angin} &= 7762,5 + 3881,25 + 18000 \\ &= 29643,75 \text{ kg} = 296437,5 \text{ N}\end{aligned}$$



Gambar 5.41. Pembebanan angin pada rangka jembatan

Jarak sisi rangka jembatan yang terkena beban angin :

$$\begin{aligned} S1 = S2 &= 0,5 \times \text{tinggi jembatan} \\ &= 0,5 \times 6 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m

Tinggi profil glegar melintang (h1) = 80,8 cm (IWF 800.300.16.30)

Tebal sayap glegar melintang (h2) = 3,0 cm (IWF 800.300.16.30)

Lebar profil rangka induk (h3) = 45 cm (IWF 498.432.45.70)

Tebal pelat lantai kendaraan (h4) = 20 cm

Tebal lapis perkerasan (h2) = 5 cm

Tinggi bidang vertikal beban hidup (h6) = 200 cm

$$\begin{aligned} S3 &= \left(h1 - h2 - \frac{h3}{2} \right) + h4 + h5 + \frac{h6}{2} \\ &= (80,8 - 3,0 - 22,5) + 20 + 5 + 100 \\ &= 226,2 \text{ cm} \\ &= 2,262 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap A :

$$Y1 = Y2 = 4 + 2,2262 = 6,2262 \text{ m}$$

$$Y3 = 4 + 3 = 7 \text{ m}$$

Momen terhadap titik A :

$$\begin{aligned}
 Ma &= d1 \times Y1 + d2 \times Y2 + d3 \times Y3 \\
 &= (7762,5 \times 6,262) + (3881,25 \times \\
 &6,262) + (18000 \times 7) \\
 &= 198913,1625 \text{ kg.n} \\
 &= 1989,131625 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

f. Gaya rem dan traksi

berdasarkan PPPJJR 1987, gaya rem dan traksi bekerja sebesar 5% dari muatan D tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada dan dalam satu jurusan.

Beban hidup = 13,65 ton

Beban merata (L = 60 m)

$$= 1,65 \text{ t/m}$$

Beban P = 12 t

$H_{RT} = 5\% \times 13,65 \text{ ton}$

$$= 0,685 \text{ ton}$$

Lengan gaya dan traksi terhadap titik sentris

$$h + 1,2 = 4 + 1,2 = 5,2 \text{ m}$$

momen gayarem dan traksi terhadap titik eksentrisitas pancang

$$\begin{aligned}M_{RT} &= H_{RT} \times (h + 1,2) \\ &= 0,685 \times 5,2 \text{ m} \\ &= 3,562 \text{ ton.m} = 35,62 \text{ kNm}\end{aligned}$$

g. Gaya gesekan pada tumpuan (PMI 1970)

$$\begin{aligned}H &= 0,01 \times \text{beban mati} \\ &= 0,01 \times 2753,245 \text{ kN} \\ &= 27,53 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M &= H \times \text{Tinggi abutmen} \\ &= 27,53 \times 4 \text{ m} \\ &= 110,12 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

5.5.1.2. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.7. Berbagai kombinasi pembebanan untuk kondisi *ultimate*

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan yang digunakan dalam persen terhadap tegangan izin keadaan elastis
I. $M + (H+K) + Ta + Tu$	100%
II. $M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm$	125%
III. $Komb.I + Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140%
IV. $M + Gh + Tag + Gg + AHg + Tu$	150%
V. $M + P1$	
VI. $M + (H+K) + Ta + S + Tb$	130% 150%

Sumber : PPJJR

Dengan :

M = beban mati (kN)

$H+K$ = beban hidup dengan kejut (kN)

Ah = gaya akibat aliran dan hanyutan (kN)

A = beban angin (kg/m)

Rm = gaya akibat rem (kN)

-
- Gh = gaya horizontal ekivalen gempa bumi (kN)
- AHg = gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa (kN)
- Gg = gaya gesek tumpuan bergerak (kN)
- Pl = gaya-gaya waktu pelaksanaan (kN)
- S = gaya sentrifugal (kN)
- SR = gaya akibat susut dan rangkai (kN)
- Tm = gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkai) (kN)
- Ta = gaya tekanan tanah (kN)
- Tag = gaya tekanan tanah akibat gempa bumi (kN)
- Tb = gaya Tumbuk (kN)
- Tu = gaya angkat (kN)

a. Kombinasi 1 (M+(H+K) + Ta + Tu) → 100%

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons. atas	5506,49		8259,735
(H+K)	Hidup	450		675
Ta	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
Tu	g angkat			
Σ		7665,19	-2774,6	6514,500
100%		7665,19	-2774,6	6514,500

Tabel 5.8. Kombinasi 1 pada abutmen

b. Kombinasi 2 (M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm)

→ 125%

Tabel 5.9. Kombinasi 2 pada abutmen

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons. atas	5506,49		8259,735
Ta	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	aliran			
A	angin		296,437	1989,132
Sr	susut			
Tm	suhu			
Σ		766,19	-2450,633	7718,517
125%		9581,488	-3063,292	19648,146

-
- c. Kombinasi 3 (komb 1 + Rm + Gg + A + Sr + Tm + S) → 140%

Tabel 5.10. Kombinasi 3 pada abutmen

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
Komb 1		7665,19	-2774,6	6514,505
Rm	rem		6,85	35,62
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			
Tm	Suhu			
S	sentrifugal			
Σ		7665,19	-2443,147	8649,377
140		10731,266	-3420,406	12109,128

d. Kombinasi 4 (M + Gh + Tad + Gg + Agh + Tu) →
150%

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Abutmen	1708,70		2717,72
	g gempa	5506,49		8259,735
Gh	g gempa		985,25	2497,24
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ahg	Aliran gempa			
Tu	g angkat			
Σ		7215,19	1012,78	13584,818
150%		10822,785	1519,17	20377,223

Tabel 5.11. Kombinasi 3 pada abutmen

e. Kombinasi 5 (M + P1) → 130%

Tabel 5.12. Kombinasi 5 pada abutmen

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons atas	5506,49		8259,735
P1	pelaksanaan			
Σ		1708,70		10977,455
130%		5506,49		16466,183

f. Kombinasi 6 (M + (H+K) + Ta + S + Tb) → 150%

Tabel 5.13. Kombinasi 6 pada abutmen

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons atas	5506,49		8259,735
(H+K)	Hidup	450		675
Ta	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
S	sentrifugal			
Σ		7665,19	-2774,6	6514,505
150%		11497,785	-4161,9	9771,176

Dipakai kombinasi 4

Data :

$$\Sigma V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma MV = 16466,183 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma MH = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

5.5.1.3. Kontrol pilar terhadap kestabilan konstruksi :

a. Tegangan

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \\ &= \frac{16466,183 - 3911,04}{10822,785} < \frac{B}{6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{maks} &= \frac{\Sigma V}{\text{abutment} \times B} \times \left(1 + 6 \times \frac{e}{B} \right) \\ &= \frac{10822,785}{10 \times 3} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,34}{B} \right) \\ &= 115,44 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma V}{\text{Abutmen}} \\ &= \frac{10822,785}{5,148} \end{aligned}$$

$$= 2102,5 \text{ kN/m}^2$$

b. Kontrol terhadap guling

angka keamanan = $n = 1,5$

$$\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma_{MV}}{\Sigma_{MH}} > 1,5 \\ &= \frac{16466,183}{3911,04} > 1,5 \\ &= 4,21 > 1,5 \text{ (Aman !)} \end{aligned}$$

c. Kontrol terhadap geser

$$\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma_V - \tan \theta}{\Sigma_H} > 1,5 \\ &= \frac{10822,785 - \tan 17}{1519,17} > 1,5 \\ &= 7,12 > 1,5 \text{ (Aman !)} \end{aligned}$$

d. Kontrol terhadap daya dukung tanah

Tegangan tanah yang terjadi pada dasar pondasi

$$\Sigma_V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = -\left(\frac{V}{A}\right) \pm \left(\frac{M}{W}\right) = \frac{10822,785}{(10 \times 3)} \pm \frac{20377,223}{\frac{1}{6} \cdot 10 \times 3^2}$$

$$\sigma_1 = -187,4 + 356,04 = 168,64 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ min})$$

$$\sigma_2 = -187,4 - 356,04 = 543,44 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ max})$$

daya dukung tanah yang terjadi :

dari data tanah :

$$c = 12,8 \text{ KN/m}^3 \qquad N_c = 28$$

$$\emptyset = 26^\circ \qquad N_q = 16$$

$$\gamma = 1,41 (14,10 \text{ KN/m}^3) \qquad N_\gamma = 14$$

daya dukung pondasi :

$$q = (c \cdot N_c) + (\gamma_{\text{sub}} \cdot D) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$$

$$= 12,8 \cdot 28 + (4,1 \times 3) + (0,5 \cdot 14,1 \cdot 3,14)$$

$$= 358,4 + 12,3 + 86,1$$

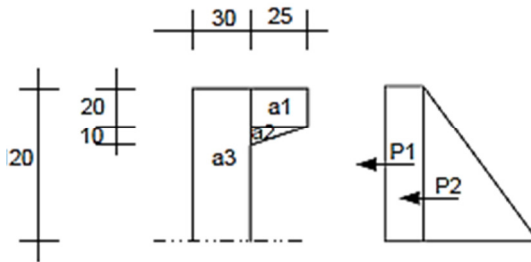
$$= 456,8 \text{ KN/m}^2 < \sigma \text{ max } (543,44 \text{ kN/m}^2)$$

q < σ max Daya dukung tidak aman

karena daya dukung tidak aman dan adanya tarik maka diperlukan pondasi dalam, dalam hal ini direncanakan menggunakan **pondasi tiang pancang**.

5.5.1.4. Penulangan Abutmen

a. Penulangan Kepala Abutmen



Gambar 5.42. Pembebanan Kepala Abutmen Akibat Tanah Aktif

Koefisien tanah aktif :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{17}{2} \right) = 0,55$$

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai merata senilai dengan tekanan tanah setinggi $h = 60$ cm.

$$\begin{aligned} q_{\%} &= \gamma_1 \times h \\ &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 8,37 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$q_1 = q_{\text{pelat injak}} + q_{\%}$$

$$= 21,33 + 8,37$$

$$= 29,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = q_1 \times K_a$$

$$= 29,7 \times 0,55 = 9,625 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma \times h \times K_a$$

$$= 13,95 \times 1,2 \times 0,55$$

$$= 7,67 \text{ kN/m}^2$$

Gaya Horizontal

Tabel 5.14. Gaya horizontal untuk pembebanan kepala abutment

No.	Berat	X (m)	Berat . X (kNm)
P1	$\sigma_1 \times L_{\text{abutment}} \times H$ $29,27 \times 10 \times 1,2 = 356,4$	0,6	213,84
P2	$\frac{1}{2} \times \sigma_2 \times L_{\text{abutment}} \times H$ $\frac{1}{2} \times 7,67 \times 10 \times 1,2 = 46,02$	0,4	18,41
	$\Sigma = 402,42$		232,25

Gaya horizontal tekanan tanah (Pa) = - 402,42 kN

Momen yang terjadi akibat tekanan tanah (M_{Pa}) = - 232,25 kNm

Gaya Vertikal

Tabel 5.15 Gaya vertikal akibat beban sendiri untuk pembebanan kepala abutment.

No.	Berat	X (m)	Berat . X (kNm)
a1	$0,25 \times 0,2 \times 10 \times 1,3 = 16,25$	0,425	13
a2	$\frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,10 \times 25 \times 10 \times 1,3 = 4,06$	0,383	2,795
a3	$0,3 \times 1,2 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 78$	0,150	11,7
	$\Sigma = 110,5$		27,495

Gaya vertikal abutmen (A) = 110,5 kN

Momen kepala abutmen yang terjadi (M_A) = 27,495 kNm

Penulangan utama Kepala Abutmen

$$\begin{aligned} M_u &= 232,25 - 27,495 \\ &= 204,755 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$P'_u = 110,5 \text{ kN}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = 1000 \times 1000 = 10 \times 10^5$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \phi \text{ sengkang} - [\phi \text{ tul}/10 \times \\ &\text{jml_baris} + 2.5 \times (\text{jml_baris} - 1)]/2 \\ &= 300 - 40 - 10 - [(16 \times 1) + 2,5 (1-1)]/2 \end{aligned}$$

$$= 242 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \left(1 - \frac{1}{1,7} \times \rho \times f_y / f'_c\right)$$

$$\frac{204,755 \times 10^3}{1000 \times 242^2} = \rho \times 0,8 \times 3200 \left(1 - 0,588 \times \rho \times 3200/300\right)$$

$$16056,32 - 2520 \cdot \rho + 0,0069 = 0$$

$$\rho = 0,000266$$

Syarat $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right], \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$= 0,75 \times \beta_1 \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \right] = 0,0331$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\rho_{\min} = 0,004375$$

$$\rho_{\max} = 0,0331$$

maka digunakan $\rho = \rho_{\min} = 0,004375$

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

$$= 0,004375 \times 1000 \times 242$$

$$= 1058,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 6 D16 ($A_s = 1194 \text{ mm}^2$)

Asumsi Tul A_s' _ terpasang = 7D 16 (1393 mm^2)

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{selimut beton} + \phi \text{ sengkang} - [\phi \\
 &\text{tul}/10 \times \text{jml_baris} + 2,5 \times \\
 &(\text{jml_baris} - 1)]/2 \\
 &= 40 - 10 - [(16 \times 1) + 2,5 (1 - 1)]/2 \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Ratio } A_s'/A_s = 1,16$$

$$\rho = A_s \text{ terpasang} / (b \times d) = 0,005$$

$$\rho' = A_s \text{ terpasang} / (b \times d) = 0,006$$

$\rho > \rho_{\min}$, berate penampang mencukupi, sehingga

$$\rho - \rho' = 0,0011$$

$$\beta_1 \times 0,85 \times f_c/f_y \times d'/d \times 6000/(6000 - f_y) = 0,0347$$

$$\text{jika } (\rho - \rho') < \beta_1 \times 0,85 \times f_c/f_y \times d' / d \times 6000 / (6000 - f_y)$$

dan $\rho < \rho_{\text{maks}}$, maka :

$$F = \rho \times f_y / (0,85 \times f_c) = 6,27450980392157 \times 10^{-2}$$

$$K = F \times (1 - F/2) = 6,07766243752403 \times 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} M_n &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f_c \\ &= 6,07766243752403 \times 10^{-2} \times 1000 \times 242 \times \\ &\quad 0,85 \times 300 \\ &= 907627 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Maka besarnya,

$$\begin{aligned} M_u &= 0,8 \times M_n = 726101 \text{ kg.cm} = \\ &726,101 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

M_u penampang > M_u hasil analisis struktur (204,755 kN.m) OK

Penulangan Geser Kepala Abutmen

Syarat : $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

$$V_u = 402,42 \text{ kN}$$

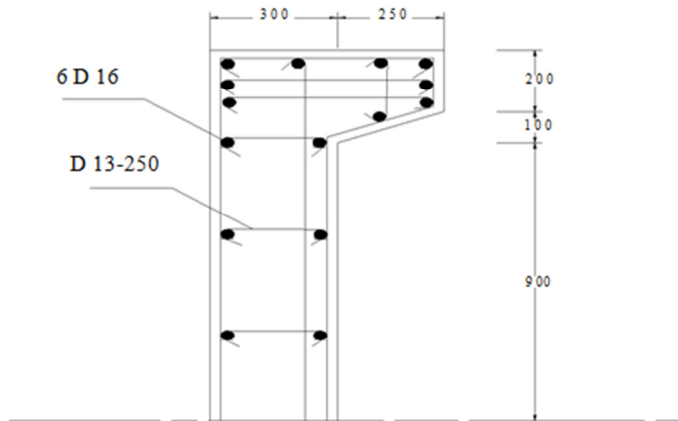
$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \phi \times b_w \times d = \frac{1}{2} 0,6 \times 1000 \times 242 = \\ &66274,429 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \phi V_c \quad (404,42 \text{ kN} > 66,274 \text{ kN})$$

Dengan : s = jarak tulangan geser

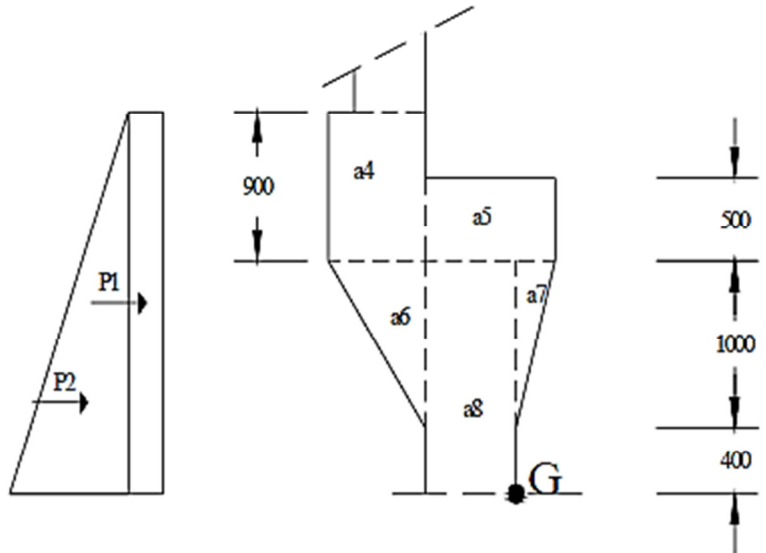
A_v = luas tulangan geser dengan jarak s

Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250 ($A_v = 531$ mm²)



Gambar 5.43. Penulangan untuk kepala abutmen

b. Penulangan Badan Abutmen



Gambar 5.44. Pembebanan Untuk Badan abutmen

Koefisien tanah Aktif :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{17}{2} \right) = 0,55$$

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi $h = 60$ cm.

$$\begin{aligned}q_x &= \gamma_1 \times h \\ &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 8,37 \text{ kN/m}^2 \\ q_1 &= q \text{ pelat injak} + q_x \\ &= 21,33 + 8,37 \\ &= 29,7 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_1 &= q_1 \times K_a \\ &= 29,7 \times 0,55 \\ &= 9,625 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \gamma \times h \times K_a \\ &= 13,95 \times 2,2 \text{ m} \times 0,55 \\ &= 16,88 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Gaya Vertikal

- a. Beban mati akibat bangunan atas

$$P_{DL} = 5506,49 \text{ kN}$$

Momen akibat beban bangunan atas terhadap titik G

$$M_{PDL} = 5506,49 \text{ kN} \times 0,3 \text{ m} = 1651,95 \text{ kNm}$$

- b. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$L_t = 625 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik G

$$ML_t = 625 \text{ kN} \times 0,3 \text{ m} = 187,5 \text{ kNm}$$

c. Berat sendiri abutmen

Tabel. 5.16 Akibat berat sendiri untuk pembebanan badan abutmen.

No	Berat (KN)	X (m)	W x X (kNm)
a4	$0,5 \times 0,9 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 113,75$	0,95	108,625
a5	$1,0 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 \times 1,3 = 162,5$	0,10	16,35
a6	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1,0 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 81,25$	0,866	70,365
a7	$\frac{1}{2} \times 0,3 \times 1,0 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 48,75$	-0,10	- 4,875
a8	$0,7 \times 1,7 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 432,25$	0,35	4001,28
	$\Sigma = 838,5$		$\Sigma = 4191,77$

Berat sendiri abutmen (A_p) = 838,5 KN

Momen akibat berat abutmen terhadap titik G (M_{ap}) = 4191,77 KNm

Titik berat $Y_0 = \{ (113,75 \times 1,95) + (162,5 \times 1,65) + (81,25 \times 0,733) + (48,75 \times 0,733) + (432,25 \times 0,2) \} / 838,5 = 0,8 \text{ m}$

Gaya Horizontal

a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi (R_t)

$$H_{RT} = 5\% \times 13,65 \text{ ton} \\ = 0,685 \text{ ton}$$

Momen akibat gaya rem dan traksi terhadap titik G (M_{Rt})

$$M_{Rt} = 0,685 \times 1,9 = 1,302 \text{ kN.m}$$

b. Gaya mendatar akibat tekanan tanah.

Tabel 5.17. Gaya akibat tekanan tanah untuk
pembebanan badan abutmen

No	Tekanan tanah (KN)	Y (m)	Tekanan x Y (KNm)
p1	$9,625 \times 2,2 \times 10 = 298,375$	0,95	283,456
p2	$\frac{1}{2} \times 16,88 \times 2,2 \times 10 = 183,48$	0,317	58,163
	$\Sigma = 481,855$		$\Sigma = 341,619$

Tekanan tanah (P_a) = 481,855 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik G (M_{PA}) =
341,619 KNm

$$Y_0 = 341,619 / 481,855 = 0,71 \text{ m}$$

c. Gaya mendatar akibat angin

$$W_t = 296437,5 \text{ N} = 296,438 \text{ kN}$$

Momen akibat angin terhadap titik N

$$M_{wt} = 296,438 \times 1,9 = 563,232$$

kNm

d. Gaya akibat gempa

Tabel 5.18 Gaya akibat tekanan tanah untuk pembebanan badan abutmen

No	Gp (KN)	Y (m)	Gp x Y (KNm)
K1	$P_{LL} + P_{DL} = 13641,91$	1,9	25577,629
K2	$A_p = 1708,70$	0,8	1366,16
K3	$P_p = 2774,6$	0,71	1969,97
	$\Sigma = 18125,21$		$\Sigma = 25913,759$

Dengan : A_p = berat sendiri abutmen

P_p = tekanan tanah

Besar gaya gempa :

$$\begin{aligned} K_k &= E \times G_p \\ &= 0,07 \times 18125,21 \\ &= 2718,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besar momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$M_{Kk} = 25913,759 \times 0,07$$

$$= 3887,064 \text{ kNm}$$

Tabel 5.19. Total gaya dalam momen yang bekerja pada badan abutmen

Gaya	V (KN)	H (KN)	M (KNm)
Muatan mati (P _{DL})	5506,49	-	1651,95
Muatan lalu lintas (Lt)	625	-	187,5
Berat abutmen (Ap)	838,5	-	4191,77
Rem dan traksi (Rt)	-	6,85	-1,302
Tekanan tanah aktif (Pa)	-	481,855	-341,619
Gaya Angin	-	296,438	-563,232
Gaya gempa	-	2718,78	-3887,064
Σ =	6956,99	3503,903	1238,003

Penulangan utama badan abutmen

$$Mu = \frac{1238,003}{10} = 123,8 \text{ kNm/m}^1$$

$$Pu = 6959,99 \text{ kN}$$

$$fy = 320 \text{ MPa}$$

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$Agr = 700 \times 1000$$

$$= 7 \times 10^5$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm} \quad b = 1000 \text{ mm (per meter lebar abutmen)}$$

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{123,8}{6959,99} = 0,018 \text{ mm} = 18 \text{ m}$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} \times \frac{et}{h} = \frac{6959,99}{(0,8 \times 7.10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{18}{700} = 0,013$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} = \frac{6959,99}{(0,8 \times 7.10^5 \times 0,85 \times 30)} \approx 0$$

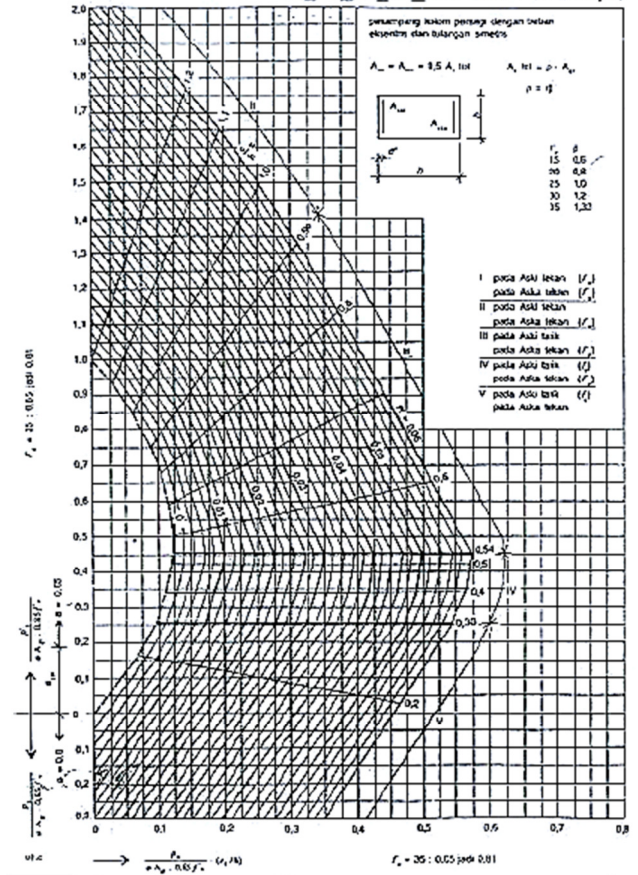
$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ pembagi} - 0,5 \emptyset 25 \\ = 700 - 40 - 16 - (0,5 \times 25) = 631,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{700} = 0,057 < 0,1$$

$$\text{Maka digunakan } \frac{d'}{h} = 0,1$$

15_20_25_30_35 / 400 $d'/h = 0,10$



Menurut grafik pada gambar 6.2a. buku GTPBB (Grafik & Tabel Penulangan Beton Bertulang) didapat :

$$r = 0,002 \qquad \beta = 12$$

$$\rho = r \times \beta \qquad \text{syarat } \rho \text{ min}$$

$$\leq \rho \leq \rho \text{ max}$$

$$= 0,002 \times 1,2 \qquad \rho \text{ min} = 0,004375$$

$$= 0,0024 \qquad \rho \text{ max} = 0,033$$

Maka digunakan $\rho \text{ min} = 0,004375$

Tulangan pokok (per meter lebar)

$$\begin{aligned} \text{Astot} &= \rho \text{ min} \times A_g \\ &= 0,004375 \times 7 \times 10^5 \\ &= 3062,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 0,5 \times 3062,5 \\ &= 1531,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan rangkap $A_s = A_s' = 2$
D19 – 150 ($A_{st} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi

Diambil 20% tulangan utama, $A_s = 20\% \times$
 $2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton, $A_s = 0,15\% \times 700$
 $\times 1000 = 1050 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_s'$$

$$= 756 \text{ mm}^2$$

Diapakai tulangan rangkap $A_s = A_s' = 2D14 - 200$ ($A_s = 770 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Gaya geser $V_u = 3503,903 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

$$V_u > \phi V_c$$

$$= 34586,795 \text{ N} = 345,87 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$ ($3503,903 \text{ kN} > 345,87 \text{ kN}$) ,

maka perlu tulangan geser

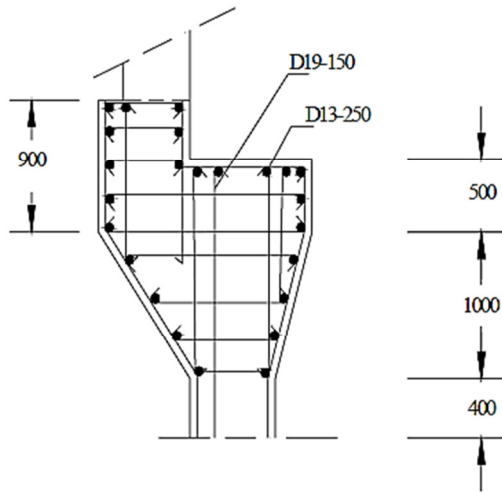
Perhitungan tulangan geser

Dengan : s = jarak tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

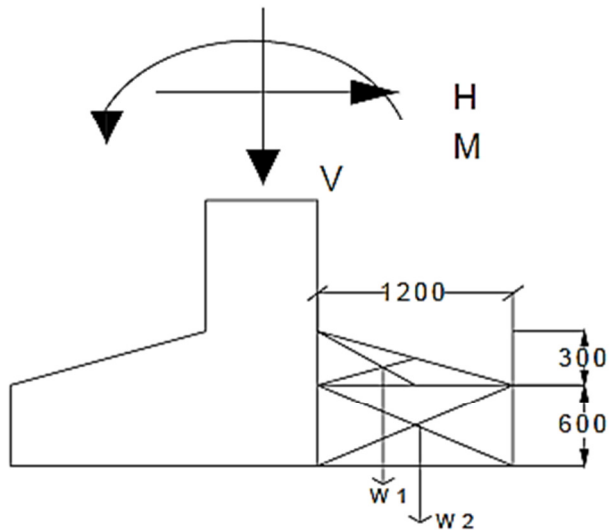
dengan jarak s

Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250 ($A_v = 531 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.45. Penulangan Untuk badan *abutmen*

c. Penulangan Pile Cap



Gambar 5.46. Pembebanan Poer

Gaya pada pile cap tiap panjang bentang
1,00 m

$$P_{\text{maks}} = 11497,785 \text{ (dari tabel Komb. 6)}$$

$$\text{Berat Jenis beton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$W_1 = \left(\frac{1}{2} \times 1,2 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1 \times 25 \right) = 45 \text{ kN}$$

$$W_2 = \left(1,2 \times 0,6 \times 1 \times 25 \right) = 18 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\text{maks}} \times 0,35 \text{ m} - (W_1 \times 0,4 \text{ m} + \\
 &W_2 \times 0,6 \text{ m}) \\
 &= 11497,785 \times 0,35 \text{ m} - (45 \text{ kN} \times \\
 &0,4 \text{ m} + 18 \text{ kN} \times 0,6 \text{ m}) \\
 &= 3995,425 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Diketahui :

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mp} \quad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

dicoba tulangan Ø 25

$$d = 900 - 40 - (\frac{1}{2} \times 25) = 847,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\theta} = \frac{3995,425}{0,8} = 4994,281 \text{ kN.m}$$

$$K = \frac{M_n}{b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c} = \frac{3995,495 \times 10^6}{1000 \times 847,5^2 \times 0,85 \times 30} = 0,0218$$

$$\begin{aligned}
 F &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times K} \\
 &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0218} \\
 &= 0,022
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \beta_1 \left[\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

dimana $\beta_1 = 0,85$

$$= 0,75 \times 0,85 \left[\frac{0,85 \times 30}{30} \times \frac{600}{600 + 320} \right]$$

$$= 0,0331$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$F(0,022) < F_{mak} = \frac{\rho_{mak} \times f_y}{0,85 f'_c} = \frac{0,0331 \times 320}{0,85 \times 30}$$

= 0,415 → digunakan tulangan tunggal

$$A_s = F \times b \times d \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} =$$

$$0,022 \times 1000 \times 847,5 \times \frac{0,85 \times 30}{320} = 1485,77 \text{ mm}^2$$

Kontrol ρ_{min} :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1485,77}{1000 \times 847,5} = 0,0017$$

$\rho (0,0017) < \rho_{min} (0,0044) < \rho_{max} (0,0331)$ digunakan ρ_{min}

Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0044 \times 1000 \times 847,5 = 3729 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik digunakan D25 – 100 ($A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan diambil 50% tulangan tarik,

$$A_s' = 0,5 \times 4908,74 = 2454,37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan D19 – 100 ($A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi

Diambil 20% tulangan utama, $A_s = 0,2 \times 4908,74 = 981,75 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan bagi D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Gaya lintang pada pile cap (P_{maks}) = $W1 + W2 = 11434,785 \text{ kN}$

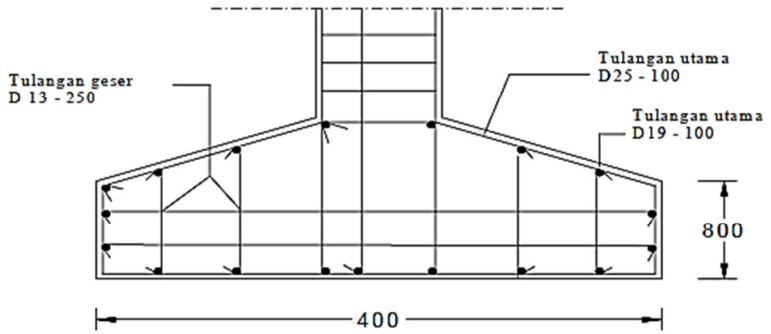
Syarat perlu tulngan geser : $V_u > \phi V_c$

Menurut tabel 15 “ DDPBB” untuk $f'c = 25 \text{ Mpa}$

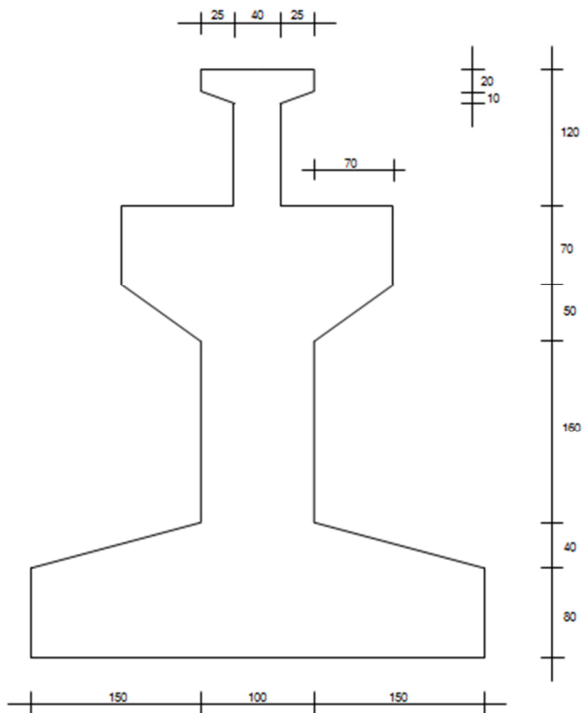
maka diperoleh : $\phi V_c = 0,50 \text{ Mpa}$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis D 13 – 250



Gambar 5.47. Penulangan *Poer*



Gambar 5.48. Penampang Pilar

5.5.2.1. Gaya – gaya yang bekerja pada pilar

Berdasarkan PPPJR, gaya – gaya yang bekerja pada abutmen antara lain :

1. Beban mati meliputi :
 - a. Beban mati bangunan atas
 - b. Berat sendiri
 - c. Gaya akibat beban vertikal tanah
2. Beban hidup meliputi :
 - a. Beban lalu lintas bangunan atas
 - b. Gaya rem dan traksi
 - c. Beban angin
 - d. Beban gempa
 - e. Gaya gesekan pada tumpuan

1. Beban mati akibat gaya vertikal

a. Beban mati akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} P_{DL} &= 2753,245 \times 4 \\ &= 11012,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik A

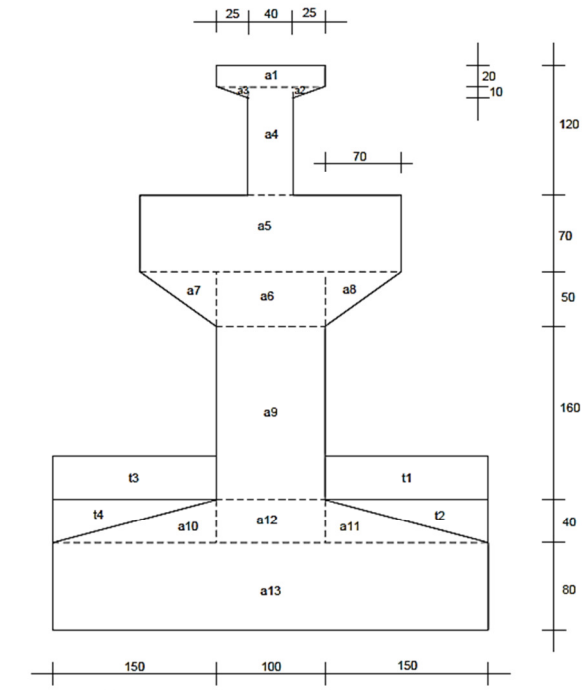
$$M_{DL} = 11012,98 \text{ kN} \times 2,0$$

$$= 22025,96 \text{ kN.m}$$

b. Gaya akibat beban sendiri pilar

Dengan : - lebar pilar = 10 m

- berat jenis beton = 25 kN/m^3



Gambar 5.49. Pembebanan akibat berat sendiri pilar

Tabel 5.20. Pembebanan akibat berat sendiri pilar

No	Berat (W) – KN	X (m)	W x X (KNm)
a1	0,9 x 0,20 x 10 x 25 = 58,5	2,00	117
a2	½ x 0,25 x 0,10 x 10 x 25 = 4,06	1,63	6,62
a3	½ x 0,25 x 0,10 x 10 x 25 = 4,06	1,78	7,23
a4	0,40 x 1,0 x 10 x 25 = 130	2,00	260
a5	2,40 x 0,70 x 10 x 25 = 546	2,00	1092
a6	1,0 x 0,50 x 10 x 25 = 162,5	2,00	325
a7	½ x 0,70 x 0,50 x 10 x 25 = 56,9	2,73	155,34
a8	½ x 0,70 x 0,50 x 10 x 25 = 56,9	1,26	71,69
a9	1,0 x 1,60 x 4,0 x 25 = 208	2,00	416
a10	½ x 1,50 x 0,40 x 10 x 25 = 97,5	3,00	292,5
a11	½ x 1,50 x 0,40 x 10 x 25 = 97,5	1,00	97,5
a12	1,0 x 0,40 x 10 x 25 = 130	2,0	260
a13	4,0 x 0,80 x 10 x 25 x 1,3 = 1040	2,0	1080
	Σ = 2591,92		Σ = 4180,88

Titik berat = $X_0 = 1,61$ m

Berat sendiri pilar (A_p) = 2591,92 kN

Momen akibat berat pilar terhadap titik A

(M_{AP}) = 4180,88 kNm

c. Gaya akibat beban tanah vertikal

Dengan berat jenis tanah = $13,95 \text{ KN/m}^3$

Tabel 5.21 Pembebanan akibat beban tanah diatas pilar

No	Berat tanah (W) KN	X (m)	W.X	Y (m)	W.Y
t1	$1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 83,7$	0,75	62,78	1,40	117,2
t2	$\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 41,85$	0,50	20,93	0,93	38,92
t3	$1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 83,7$	0,75	62,78	1,40	117,2
t4	$\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 41,85$	0,50	20,93	0,93	38,92
	$\Sigma = 257,4$		167,4		312,2

$$\text{Titik berat} = X = \frac{\Sigma W.X}{\Sigma W} = \frac{167,4}{257,4} = 0,65 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma W.Y}{\Sigma W} = \frac{312,2}{257,4} = 1,21 \text{ m}$$

Berat sendiri tanah (T_p) = 257,4 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik A

(M_{TP}) = 167,4 KNm

Beban hidup

1. Beban hidup akibat gaya vertikal

a. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$P_{Lt} = 312,5 \text{ kN} \times 4 = 1250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik A

$$M_{Lt} = 1250 \times 2,0 = 5000 \text{ kNm}$$

2. Beban hidup akibat gaya horizontal

a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi

Berdasarkan PPPJRR 1987, gaya rem dan traksi bekerja sebesar 5% dari muatan D tanpa koefisien kejutan yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada dan satu jurusan.

Beban hidup = 13,65 ton

Beban merata ($L = 60 \text{ m}$)

$$q = 1,1 \left(1 + \frac{30}{L} \right) = 1,1 \left(1 + \frac{30}{60} \right) = 1,65 \text{ t/m}$$

beban P

$$\begin{aligned} H_{RT} &= 5\% \times 13,65 \text{ ton} \\ &= 0,685 \text{ ton} \end{aligned}$$

Lengan gaya dan traksi terhadap titik sentries

$$\begin{aligned}h + 1,2 &= 4 + 1,2 \\ &= 5,2 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen gaya rem dan traksi terhadap titik eksentrisitas pancang

$$\begin{aligned}M_{RT} &= H_{RT} \times (h + 1,2) \\ &= 0,685 \times 5,2 \text{ m} \\ &= 3,562 \text{ ton.m} = 35,62 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Gaya mendatar akibat gaya angin

Gaya yang bekerja pada tiap pilar

Beban angin

1. Beban angin sebesar 150 kg/m^2 arah horizontal dibagi merata pada bidang vertikal jembatan.
2. Bidang vertikal beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertikal yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 meter diatas lantai kendaraan.
3. Data teknis perencanaan pertambahan angin :

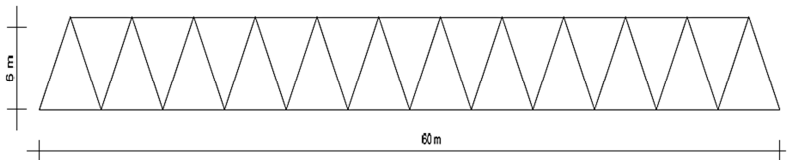
$$\text{Tekanan angin (w)} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Panjang sisi bawah jembatan} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi atas jembatan} = 55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang rangka utama (A)} &= x 6 \\ &= 345 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 5.50. Bidang rangka induk

Beban angin pada sisi rangka jembatan (d1) :

$$\begin{aligned} d1_{\text{tekan}} &= 50\% \times (30\% \times A) \times W \\ &= 50\% \times (30\% \times 345) \times 150 \\ &= 7762,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d2_{\text{hisap}} &= 50\% \times (15\% \times A) \times W \\ &= 50\% \times (15\% \times 345) \times 150 \\ &= 3881,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

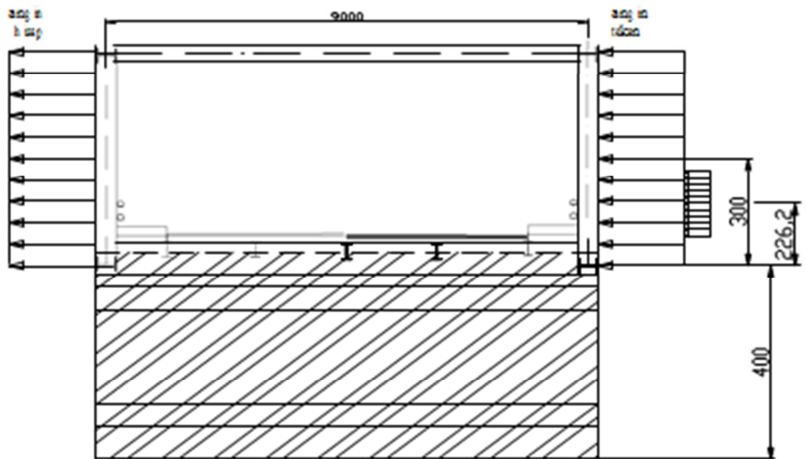
Beban angin pada matan hidup setinggi 2 m (d2) :

$$\begin{aligned}d3 &= 100\% \times W \times L \times 2 \text{ m} \\ &= 100\% \times 150 \times 60 \times 2 \\ &= 18000 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah beban angin} &= 7762,5 + 3881,25 + \\ &18000\end{aligned}$$

$$= 29643,75 \text{ kg}$$

$$= 296437,5 \text{ N}$$



Gambar 5.51. Pembebanan angin pada pilar

Beban angin pada sisi rangka jembatan

$$\begin{aligned}
 S1 = S2 &= 0,5 \times \text{tinggi jembatan} \\
 &= 0,5 \times 6 \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi profil gelagar melintang (h1)} &= 80,8 \text{ cm} \\
 &(\text{IWF } 800.300.14.26)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal sayap gelagar melintang (h2)} &= 3,0 \text{ cm} \\
 &(\text{IWF } 800.300.14.26)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar profil rangka induk (h3)} &= 45 \text{ cm} \\
 &(\text{IWF } 400.400.20.35)
 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat lantai kendaraan (h4)} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal lapis perkerasan (h5)} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi bidang vertikal beban hidup (h6)} = 200 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 S3 &= \left(h1 - h2 - \frac{h3}{2} \right) + h4 + h5 + \frac{h6}{2} \\
 &= (80,8 - 3,0 - 22,5) + 20 + 5 + 100 \\
 &= 226,2 \text{ cm} = 2,262
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap A :

$$Y1 = Y2 = 4 + 2,262 = 6,262 \text{ m}$$

$$Y3 = 4 + 3 = 7 \text{ m}$$

Momen terhadap titik A :

$$Ma = d1 \times Y1 + d2 \times Y2 + d3 \times Y3$$

$$= (7762,5 \times 6,262) + (3881,25 \times 6,262) + (18000 \times 7)$$

$$= 198913,1625 \text{ kg.m}$$

$$= 1989,131625 \text{ kN.m}$$

$$W_t = -96,876 \text{ KN}$$

Momen akibat gaya angin terhadap titik A

$$M_{W_t} = -96,876 \times 4,0$$

$$= -387,504 \text{ KNm}$$

a. Gaya akibat gempa bumi

$$K = E \times G_p$$

Dengan : K = gaya horizontal akibat gempa

E = koefisien gempa (zona jawa tengah = 0,07)

G_p = muatan mati dari struktur yang ditinjau

Tabel 5.22. Pembebanan akibat gaya gempa

No	Gp (KN)	Y (m)	Gp x Y (KNm)
K1	$P_{DL} + Lt = 8803,818$	4,00	35215,272
K2	$A_p = 2591,92$	1,61	4172,99
K3	$T_p = 257,4$	0,73	187,9
	$\Sigma = 11653,14$		$\Sigma = 39576,16$

Besar gaya gempa :

$$\begin{aligned} K_k &= E \times G_p \\ &= 0,07 \times 11653,14 \\ &= 1748 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besar momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$\begin{aligned} M_{Kk} &= 39576,16 \times 0,15 \\ &= 5936,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya gesekan pada tumpuan (PMI 1970)

$$\begin{aligned} H &= 0,01 \times \text{beban mati} \\ &= 0,01 \times 2753,245 \text{ kN} \\ &= 27,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M = H \times \text{tinggi pilar}$$

$$= 27,53 \times 4 \text{ m}$$

$$= 110,12 \text{ kN.m}$$

5.5.2.2. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.23. Berbagai kombinasi pembebanan untuk kondisi ultimate :

Kombinasi Pembebanan dan gaya		Tegangan yang digunakan dalam prosen terhadap tegangan izin keadaan kritis
VII.	$M + (H+K) + Ta + Tu$	100%
VIII.	$M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm$	125%
IX.	$Komb.I + Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140%
X.	$M + Gh + Tag + Gg + AHg + Tu$	150%
XI.	$M + Pl$	150%
XII.	$M + (H+K) + Ta + S + Tb$	

Sumber : PPJJR

Dengan :

M = beban mati (kN)

$H + K$ = beban hidup dengan kejut (kN)

-
- Ah = gaya akibat aliran dan hanyutan (kN)
A = beban angin (kg/m)
Rm = gaya akibat rem (kN)
Gh = gaya horizontal ekuivalen gempa bumi (kN)
AHg = gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa (kN)
Gg = gaya gesek tumpuan bergerak (kN)
Pl = gaya-gaya waktu pelaksanaan (kN)
S = gaya sentrifugal (kN)
SR = gaya akibat susut dan rangkai (kN)
Tm = gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkai) (kN)
Ta = gaya tekanan tanah (kN)
Tag = gaya tekanan tanah akibat gempa bumi (kN)
Tb = gaya tumbuk (kN)
Tu = gaya angkat (kN)

Kombinasi 1 (M + (K+K) + Ta + Tu) → 100%

Tabel 5.24. Kombinasi 1 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons Atas	11012,98		22025,96
(H+K)	Hidup	1250		5000
Ta	T tanah aktif			
Tu	G angkat			
Σ		14854,9		31205,96
100%		14854,9		31205,96

Kombinasi 2 (M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm) →
125%

Tabel 5.25. Kombinasi 2 pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
Ta	T Tanah aktif			
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			

Tm	suhu			
Σ		13604,9	323,967	8486,092
125%		17006,125	404,958	10607,615

Kombinasi 3 (komb 1 + Rm + Gg + A + Sr + Tm + S)

→ 140%

Tabel 5.26. Kombinasi 3 pada pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
Komb1		14854,9		31205,96
Rm	Rem		6,85	35,62
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			
Tm	Suhu			
S	sentrifungal			
Σ		14864,9	33,817	5255,832
140%		20810,86	463,144	7358,165

Kombinasi 4 (M + Gh + Tad + Gg + Agh + Tu) →

150%

Tabel 5.27. Kombinasi 4 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
Gh	g gempa		985,25	2497,24
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ahg	Aliran gempa			
Tu	g angkat			
Σ		13604,9	1012,78	28814,2
150%		20407,35	1519,17	43221,3

Kombinasi 5 (M + P1) \rightarrow 130%

Tabel 5.28. Kombinasi 5 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
P1	pelaksanaan			
Σ		13604,9		26206,84
130%		20407,35		39310,26

Kombinasi 6 (M + (H+K) + Ta + S + Tb) → 150%

Tabel 5.29. Kombinasi 6 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons Atas	11012,98		22025,96
(H+K)	Hidup	1250		5000
Ta	T tanah aktif			
S	sentrifugal			
Σ		14854,9		31205,96
150%		22297,35		46808,94

Dipakai kombinasi 4

Data :

$$\Sigma_V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MV} = 16466,183 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MH} = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

5.5.2.3. Kontrol Pilar terhadap Kestabilan Konstruksi :

Kestabilan konstruksi diperiksa terhadap kombinasi gaya 4, dimana :

$$\Sigma_V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MV} = 16466,183 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MH} = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

a. Tegangan

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma_{MV} - \Sigma_{MH}}{\Sigma_V} < \frac{B}{6} \\ &= \frac{16466,183 - 3911,04}{10822,785} < \frac{B}{6} \\ &= 1,1 \text{ m} > 0,5 \text{ m (tidak aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\Sigma_V}{L \text{ pilar} \times B} \times \left(1 + 6 \times \frac{e}{B} \right) \\ &= \frac{10822,785}{10 \times 3} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,34}{3} \right) \\ &= 115,44 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma_V}{A \text{ pilar}} \\ &= \frac{10822,785}{7,975} \end{aligned}$$

$$= 1357,089 \text{ kN/m}^2$$

a. Kontrol terhadap guling

angka keamanan = $n = 1,5$

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\Sigma_{MV}}{\Sigma_{MH}} > 1,5 \\ &= \frac{16466,183}{3911,04} > 1,5 \\ &= 4,21 > 1,5 \text{ (Aman !)}\end{aligned}$$

b. Kontrol terhadap geser

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\Sigma_v - \tan \emptyset}{\Sigma_H} > 1,5 \\ &= \frac{10822,785 - \tan 17}{1519,17} > 1,5 \\ &= 7,12 > 1,5 \text{ (Aman !)}\end{aligned}$$

c. Kontrol terhadap daya dukung tanah

Tegangan tanah yang terjadi pada dasar pondasi

$$\Sigma_v = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = - \left(\frac{V}{A} \right) \pm \left(\frac{M}{W} \right) = - \frac{10822,2785}{(10 \times 3)} \pm \frac{20377,223}{\frac{1}{6} \cdot 10 \times 3^2}$$

$$\sigma_1 = - 187,4 + 356,04 = 168,64 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ min})$$

$$\sigma_2 = - 187,4 - 356,04 = 543,44 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ max})$$

daya dukung tanah yang terjadi :

dari data tanah :

$$c = 12,8 \text{ KN/m}^3 \qquad N_c = 28$$

$$\phi = 26^\circ \qquad N_\phi = 16$$

$$\gamma = 1,41 (14,10 \text{ KN/m}^3) \qquad N_\gamma = 14$$

daya dukung tanah pondasi :

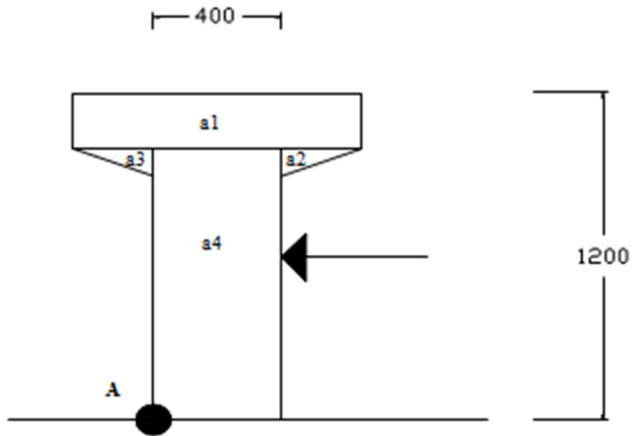
$$\begin{aligned} q &= (c \cdot N_c) + (\gamma \text{ sub} \cdot D) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\phi) \\ &= 12,8 \cdot 28 + (4,1 \times 3) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\phi) \\ &= 358,4 + 12,3 + 86,1 = 456,8 \text{ KN/m}^2 < \sigma \text{ max} (\\ &975,88 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

$q < \sigma \text{ max}$ Daya dukung tidak aman

karena daya dukung tidak aman dan adanya tegangan tarik maka diperlukan pondasi dalam, dalam hal ini direncanakan menggunakan **Pondasi Tiang Pancang**.

5.5.2.4. Penulangan Pilar

a. Penulangan Kepala Pilar



Gambar 5.52. Pembebanan Kepala Pilar

Gaya Horizontal

Gaya akibat rem dan traksi = $0,685 \text{ t} = 68,5 \text{ kN}$

Gaya akibat gesekan pada tumpuan = 27,53 kN
= 96,03 kN

Momen akibat rem dan traksi = $1000 \times 0,6 =$
600 kN.m

Momen akibat gesekan pada tumpuan = 110,12
kN.m

=

710,12 kN.m

Gaya vertika

Tabel 5.30. Gaya Vertikal akibat berat sendiri untuk pembebanan kepala pilar

No.	Berat (kN)	X (m)	Berat x X (kN.m)
a1	58,5	0,2	11,7
a2	4.06	0,483	1,96
a3	4.06	0,083	0,337
a4	130	0,2	26
	$\Sigma = 196,62$		40

Gaya vertikal pilar (A) = 196,62 kN

Momen kepala pilar yang terjadi (M_A) = 40 kNm

Maka :

$$M = 710,12 - 40 = 670,12 \text{ kNm}$$

$$V = 196,62 \text{ kN}$$

$$H = 96,03 \text{ kN}$$

Penulangan Utama Kepala Pilar

$$Mu = \frac{670,12}{10} = 67,012 \text{ kNm/m}^1$$

$$P_u = 196,62 \text{ kN}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = 1200 \times 1000$$

$$= 12 \times 10^5$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm} \quad b = 1000$$

mm (per meter lebar abutmen)

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{67,012}{296,62} = 0,226 \text{ m} = 226 \text{ mm}$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times A_{gr} \times 0,85 \times f'_c)} \times \frac{et}{h} = \frac{196620}{(0,8 \times 12 \cdot 10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{226}{1200}$$
$$= 0,0023$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times A_{gr} \times 0,85 \times f'_c)} = \frac{196620}{(0,8 \times 12 \cdot 10^5 \times 0,85 \times 30)}$$
$$= 0,008$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - 0,5 \emptyset$$

$$25$$

$$= 1200 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 1134,5$$

mm

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{1134,5} = 0,035 < 0,1$$

Maka digunakan $\frac{d'}{h}$

Menurut grafik pada gambar 6.2a. buku GTPBB
didapat :

$$\begin{aligned}r &= 0,002 & \beta &= 1,2 \\ \rho &= r \times \beta & \text{syarat } \rho_{\min} &\leq \rho \leq \rho_{\max} \\ &= 0,002 \times 1,2 & \rho_{\min} &= 0,004375 \\ &= 0,0024 & \rho_{\max} &= 0,033\end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{\min} = 0,004375$

Untuk lebar setiap meternya :

Tulangan Pokok (per meter lebar)

$$\begin{aligned}A_{\text{stot}} &= \rho_{\min} \times A_g \\ &= 0,004375 \times 12 \times 10^5 \\ &= 5250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= A_s' \\ &= 0,5 \times 5250 \\ &= 1531,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diapakai tulangan rangkap $A_s = A_s' = 2 \text{ D19} - 150$ ($A_{st} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

Diambil 20% tulangan utama, $A_s = 20\% \times 2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton, $A_s = 0,15\% \times 1200 \times 1000 = 1800 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 756 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan rangkap $A_s = 2D14 - 200$ ($A_s = 770 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Gaya geser $V_u = 96,03 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_c =$$

$$= 621391,242 \text{ N} = 621,391 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$ ($621,391 \text{ kN} < 621,391 \text{ kN}$), maka tidak perlu tulangan geser

Maka cukup digunakan tulangan geser praktis D13 – 250.

Tulangan geser praktis

$$A_v = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 250}{3 \times 320} = 250,4 \text{ mm}^2$$

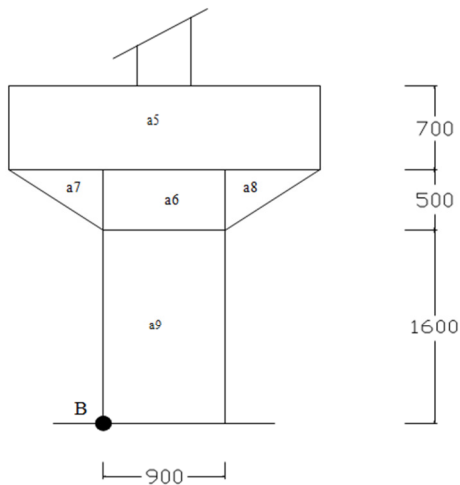
Dengan : s = jarak tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

dengan jarak s

Digunakan tulangan geser praktis D13 –
250 ($A_v = 531 \text{ mm}^2$)

b. Penulangan Badan Pilar



Gambar 5.53. Pembebanan untuk badan pilar

Gaya Vertikal

- a. Beban mati akibat bangunan atas

$$P_{DL} = 11012,98 \text{ kN}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik B

$$M_{DL} = 11012,98 \times 0,5 \text{ m} = 5506,49 \text{ kNm}$$

- b. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$L_t = 1250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik B

$$ML_t = 1250 \times 0,5 = 625 \text{ kNm}$$

c. Berat sendiri pilar

Tabel 5.31. Akibat berat sendiri untuk pembebanan badan pilar

No	Berat (KN)	X (m)	W x X (kN.m)
a5	$2,40 \times 0,70 \times 10 \times 25 = 546$	0,5	273
a6	$1,0 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 162,5$	0,5	81,25
a7	$\frac{1}{2} \times 0,7 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 56,9$	-0,23	13,087
a8	$\frac{1}{2} \times 0,70 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 56,9$	1,23	69,987
a9	$1,0 \times 1,60 \times 4,0 \times 25 = 208$	0,5	104
	$\Sigma = 1030,3$		$\Sigma = 515,15$

Berat sendiri pilar (A_p) = 1030,3 kN

Momen akibat berat pilar terhadap titik B (M_{ap}) = 515,15 kN.m

Gaya horizontal

a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi (R_t) = 6,85 kN

Momen akibat gaya rem dan traksi terhadap titik B (M_{Rt})

$M_{Rt} = 6,85 \times 2,8 \text{ m} = 19,04 \text{ KNm}$

b. Gaya mendatar akibat angin

$$W_t = 296,437 \text{ kN}$$

Momen akibat angin terhadap titik B

$$M_{wt} = 296,437 \times 2,8 = 830,024 \text{ kN.m}$$

c. Gaya akibat gempa

Tabel. 5.32. akibat gaya gempa

No	Gp (KN)	Y (m)	Gp x Y (kN.m)
K1	$P_{DL} + Lt = 8803,818$	2,80	24650,69
K2	$A_p = 1030,3$	0,42	432,726
	$\Sigma = 9834,118$		$\Sigma = 25083,416$

Tabel 5.23. Total gaya dan momen yang bekerja pada pilar

Gaya	V (KN)	H (KN)	M (KNm)
Muatan mati (P_{DL})	11012,98	-	5506,49
Muatan lalu-lintas (Lt)	1250	-	- 625
Berat abutment (A_p)	1030,3	-	515,15
Rem dan Traksi (Rt)	-	6,85	-19,04
Gaya Angin	-	296,437	-830,02
Gaya Gempa	-	9834,118	-25083,416
Σ	13293,28	10137,405	-20535,836

Penulangan utama badan pilar

$$M_u = - 20535,836 \text{ kN.m}$$

$$P'_u = 13293,28 \text{ kN}$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm, } b = 1000 \text{ mm (per meter lebar pilar)}$$

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{20535,836}{13293,28} = 1,54 \text{ mm} = 0.00154 \text{ m}$$

$$\frac{P'_u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} \times \frac{e_t}{h} = \frac{13292380}{(0,8 \times 10.10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{1,54}{1000} = 0,001$$

$$\frac{P'_u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} = \frac{13292380}{(0,8 \times 10.10^5 \times 0,85 \times 30)} = 1,303$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{Ø bagi} - 0,5 \text{ Ø } 25$$
$$= 1000 - 40 - 14 - (0,5 \times 25) = 933,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{700} = 0,057 < 0,1$$

Maka digunakan $\beta = 0,1$

Menurut grafik pada gambar 6.2a buku GIPBB didapat :

$$r = 0,002 \quad \beta = 1,2$$

syarat $\rho \text{ min} \leq \rho \leq \rho \text{ max}$

$$\rho = r \times \beta \quad \rho \text{ min} = 0,004375$$
$$= 0,002 \times 1,2 \quad \rho \text{ max} = 0,033$$
$$= 0,0024$$

maka digunakan $\rho \text{ min} = 0,004375$

Untuk lebar setiap meternya :

Tulangan pokok (per meter lebar)

$$\text{Astot} = \rho \text{ min} \times A_g$$
$$= 0,004375 \times 10 \times 10^5$$
$$= 4750 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 0,5 \times 4750 \\ &= 2375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diapakai tulangan rangkap $A_s = A_s' = 2D19 - 150$ ($A_{st} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

Diambil 20% tulangan utama, $A_s = 20\% \times 2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton, $A_s = 0,15\% \times 1000 \times 1000 = 1500 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 756 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diapakai tulangan rangkap $A_s = 2D14 - 200$ ($A_s = 770 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

Gaya geser $V_u = 96,03 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

$$V_u > \phi V_c$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 933,5 \\ &= 511299,007 \text{ N} = 511,299 \text{ kN}\end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$ (96,03 kN < 511,299 kN), maka tidak perlu tulangan geser maka cukup digunakan tulangan geser praktis D13 – 250.

Tulangan geser praktis

$$A_v = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 250}{3 \times 320} = 260,4 \text{ mm}^2$$

Dengan : s = jarak tulangan geser

A_v = luas tulangan geser

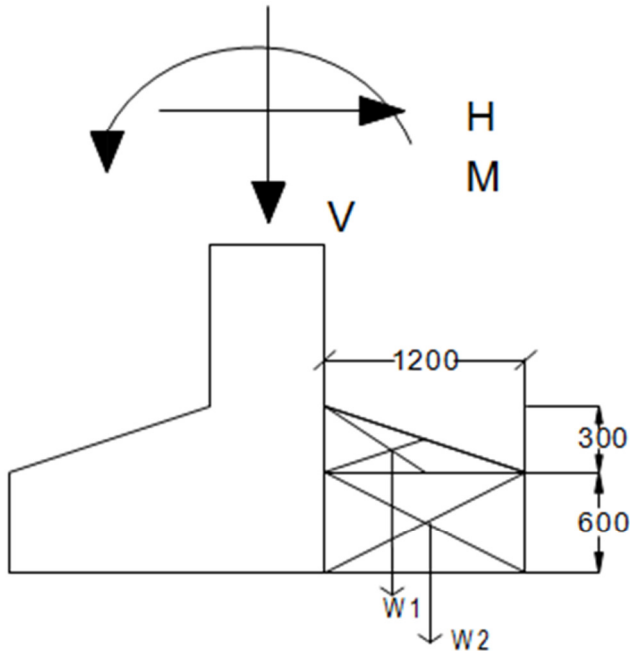
dengan jarak s

Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250

($A_v = 531 \text{ mm}^2$)

c. Penulangan Pile Cap

beban yang bekerja pada pile cap adalah :



Gambar 5.54. Pembebanan Poer

Gaya pada pile cap tiap panjang bentang 1,00 m

$P_{maks} = 22297,35 \text{ kN}$ (dari tabel komb.6)

Berat jenis beton = 25 kN/m^3

$W_1 = (\frac{1}{2} \times 1,5 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 1 \times 25) = 7,5 \text{ kN}$

$W_2 = (1,5 \times 0,8 \times 1 \times 25) = 30 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
&= P_{\text{maks}} \times 0,5 \text{ m} - (W_1 \times 0,5 \text{ m} + W_2 \times \\
&0,75 \text{ m}) \\
&= 22297,35 \times 0,5 \text{ m} - (7,5 \text{ kN} \times 0,5 \text{ m} + \\
&30 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m}) \\
&= 11122,425 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Diketahui :

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

dicoba tulangan $\emptyset 25$

$$d = 1200 - 40 - (\frac{1}{2} \times 25) = 1147,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11122,425}{0,8} = 13903,031 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
K &= \frac{M_n}{b \times d^2 \times 0,85 \times f_c} = \frac{13903,031 \times 10^6}{1000 \times 1147,5^2 \times 0,85 \times 30} \\
&= 0,414
\end{aligned}$$

$$F = 1 - \sqrt{1 - 2 \times K} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,414} = 0,828$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \beta_1 \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right], \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$= 0,75 \times 0,85 \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \right] = 0,0331$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$F(0,828) > F_{\text{mak}} = \frac{\rho_{\text{maks}} \times f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{0,0331 \times 320}{0,85 \times 30}$$

$$= 0,415 \rightarrow \text{digunakan tulangan rangkap}$$

$$A_s = F \times b \times d \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = 0,415 \times 1000 \times 1147,5 \times \frac{0,85 \times 30}{320}$$

$$= 37948,183 \text{ mm}^2$$

Kontrol p_{min} :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{37948,183}{1000 \times 1147,5} = 0,033$$

$$p_{\text{min}} (0,0044 < \rho (0,033)) < p_{\text{mak}} (0,0331)$$

.....gunakan

Tulangan Pokok

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,033 \times 1000 \times 1147,5 = 3798,25 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik digunakan D25 – 100 ($A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan diambil 50% tulangan tarik,

$$A_s' = 0,5 \times 4908,74 = 2454,37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan D19 – 100 ($A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$)

Tulangan Bagi

Diambil 20% tulangan utama, $A_s = 0,2 \times 4908,74 = 981,75 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

Gaya lintang pada pile cap (P_{maks}) = $W_1 + W_2 = 7,5 + 30 = 37,5 \text{ kN}$

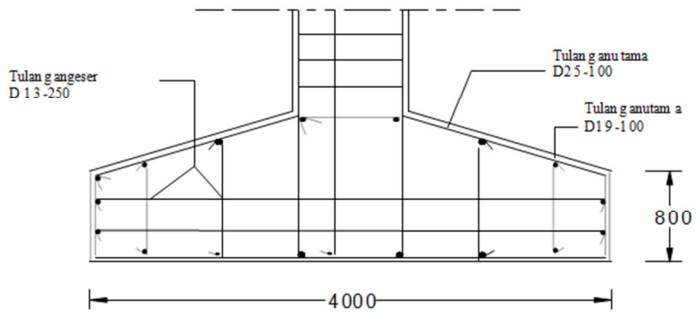
Syarat perlu tulangan geser : $V_u > \phi V_c$

$$V_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{37500}{1000 \times 1147,5} = 0,0326 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,0326 \text{ Mpa}$$

Menurut tabel 15 “DDPBB” untuk $f'_c = 25 \text{ Mpa}$ maka diperoleh : $\phi V_c = 0,50 \text{ Mpa}$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis D13 – 250



Gambar 5.55. Penulangan *Poer*

5.6. PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG

5.6.1. Perencanaan Tiang Pancang Pada Abutmen

Dari perhitungan pembebanan yang diterima abutmen :

$$H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$M_H = 3911,04 \text{ kNm}$$

$$V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$M_V = 16466,183 \text{ kNm}$$

5.6.1.1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

A. Daya Dukung Tiang Individu

Tinjauan spesifikasi tiang pancang berdasarkan :

a) Kekuatan bahan tiang.

$$P \text{ tiang} = \sigma' \text{ bahan} \times A \text{ tiang}$$

Dimana ;

Tiang D40 cm

Mutu beton = K450

$$\sigma'_{bk} = \text{kekuatan tekan beton karakteristik} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \text{tegangan ijin bahan tiang} = 0,33 \sigma'_{bk} = 0,33 \times 450 \approx 150 \text{ kg/cm}^2$$

Atiang = Luas penampang tiang pancang = 1256
cm²

P tiang = 150 x 1256 = 188400 kg = 188,4 ton

b) Daya dukung tanah

Rumus Noegemen

$$P_{all} = \frac{qc \times A}{3} + \frac{K \times TF}{5}$$

A = Luas tiang pancang beton = $\frac{1}{4} \pi (D-d)^2 = \frac{1}{4} \pi$
 $(40 - 7,5)^2 = 426,8 \text{ cm}^2$

K = keliling tiang pancang = $\pi \cdot D = \pi \cdot 40 = 125,6$
cm

TF = JHP = *total friction*, kedalaman – 25m =
2040 kg/cm

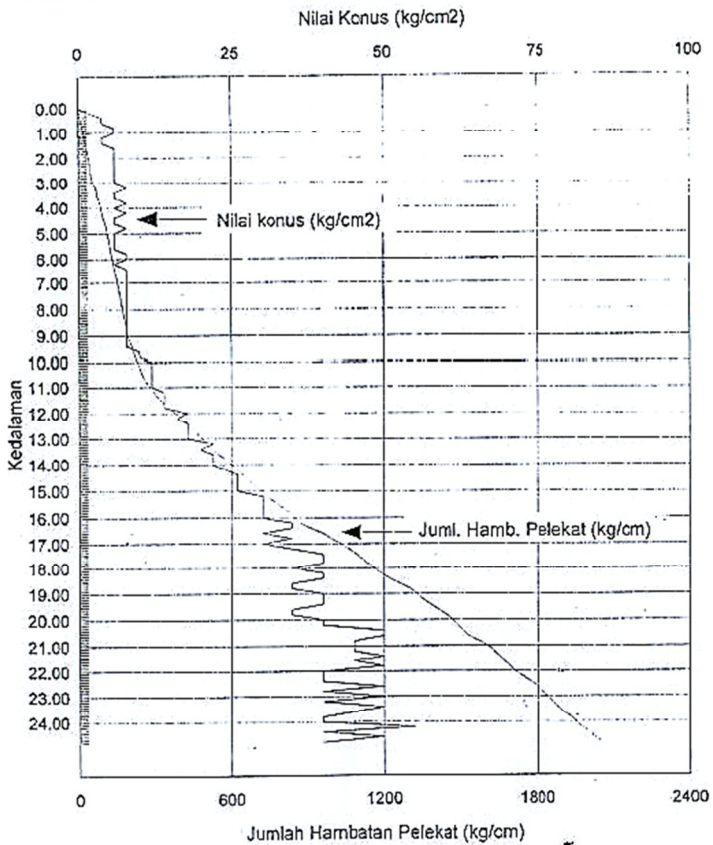
qc = $\frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb})$ = point bearing capacity
= $\frac{1}{2} (48,125 + 50)$
= 49,0625 kg/cm²

q_{cu} = *qonus resistance* rata-rata 8D di atas
ujung tiang

$$q_{cu} = \frac{50+55+40+50+50+50+40+50}{8}$$
$$= 48,125 \text{ kg/cm}^2$$

q_{cb} = rata – rata perlawanan *conus* setebal 4D
 di bawah tiang
 $= 50 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{all} = \frac{40,0625 \times 426,8}{3} + \frac{125,6 \times 2040}{5} = 58225,41 \text{ kg} = 5822541,1 \text{ N}$$



B. Menentukan jumlah tiang

$$n = \frac{P}{P_{\text{all}}} = \frac{10822785}{582254,1} = 18,6 \approx 20 \text{ buah}$$

dicek dengan menggunakan 20 buah tiang pancang dengan rencana pemancangan 2 bujur, 10 baris seperti pad gambar.

Kontrol tiang pancang group

Berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang “Persamaan Converse Labare” akibat pemasangan secara group :

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \left[\frac{n - 1m + (m - 1)n}{m \times n} \right]$$

Dimana :

$$\emptyset = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{0,4}{0,97}$$

D = diameter tiang pancang = 40 cm

S = jarak antara tiang pancang = 0,97 m

n = jumlah tiang dalam baris x = 2 buah

m = jumlah tiang dalam baris y = 10 buah

$$E = 1 - \frac{22,41}{90} \left[\frac{(2-1)10 + (10-1)2}{10 \times 2} \right] = 0,6514$$

$$\begin{aligned} \text{Pall 1 tiang dalam group} &= E \times \text{Pall 1 tiang tunggal} \\ &= 0,6514 \times 5822541,1 = \\ 379273,3255 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P}{P_{\text{all}}} = \frac{10822785}{379273,3255} = 20,054 \rightarrow \text{dipakai 20 buah}$$

tiang pancang

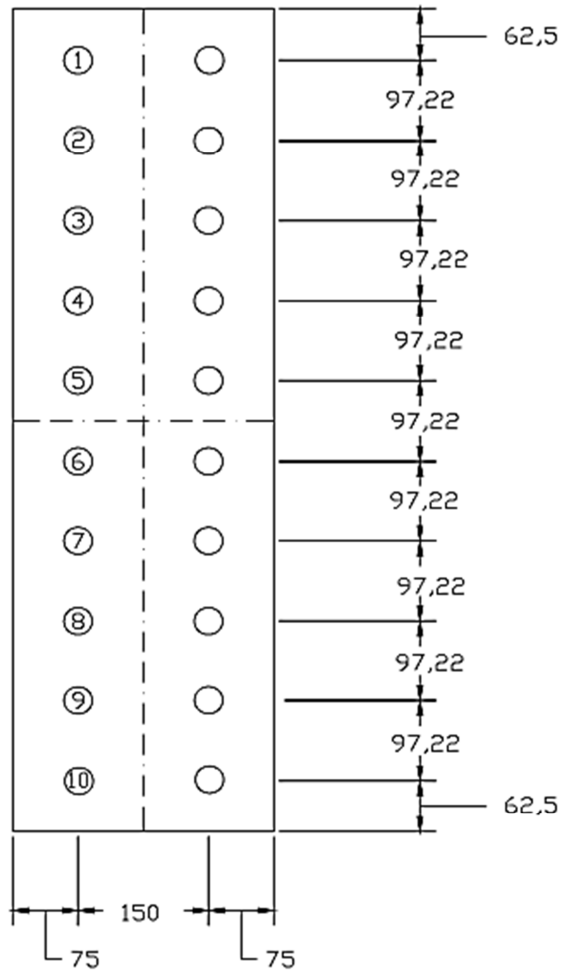
pengecekan terhadap jumlah tiang pancang yang dipasang

$$P \text{ penahan} = 20 \times 379273,3255 = 1,1584 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Beban vertikal yang bekerja } A = 1,082 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Jadi $P \text{ penahan} > P \text{ yang bekerja}$

Jadi penggunaan buah tiang pancang untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.



Gambar 5.56. Denah tiang pancang

Kordinat Tiang Pancang

$$\text{Baris 1} = y_1 = 437,49 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 2} = y_2 = 340,27 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 3} = y_3 = 243,05 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 4} = y_4 = 145,83 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 5} = y_5 = 48,61 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 6} = y_6 = -48,61 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 7} = y_7 = -145,83 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 8} = y_8 = -243,05 \text{ m}$$

$$\text{Baris 9} = y_9 = -340,27 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 10} = y_{10} = -437,49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma Y^2 &= 2 \times 4 \times 4,379^2 + 2 \times 4 \times 3,4027^2 + 2 \times 4 \times 2,4305^2 \\ &+ 2 \times 4 \times 1,4583^2 + 2 \times 4 \times 0,4861^2 \\ &= 311,91\end{aligned}$$

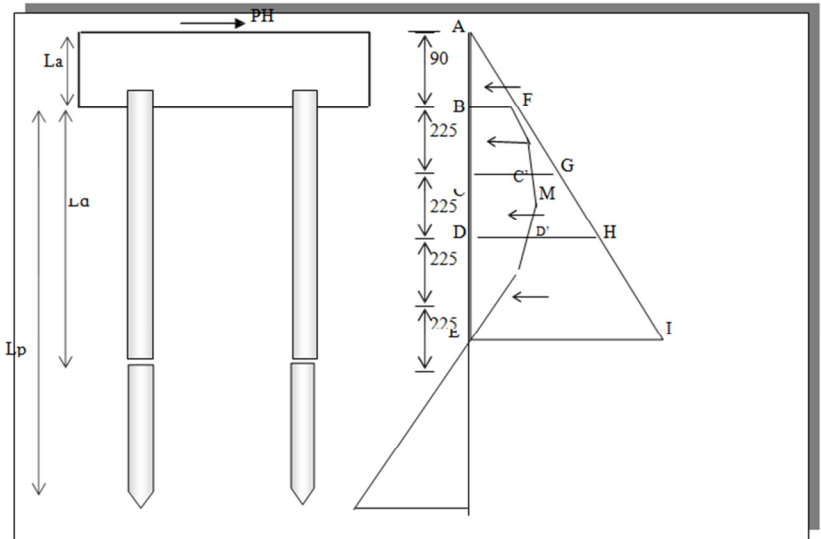
Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang baris ke 8

$$\begin{aligned}P_8 &= \frac{P}{n} + \frac{M_U \cdot y_{10}}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{20} + \frac{3911,04 \times 4,3749}{311,91} = 94,77 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya minimum terjadi pada ting pancang baris ke 1

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{P}{n} - \frac{M_U \cdot y_8}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{20} - \frac{3911,04 \times 4,3749}{311,91} = 87,49 \text{ kN}\end{aligned}$$

5.6.1.2. Perhitungan pergeseran tanah akibat gaya lateral



Gambar 5.57. Gaya horizontal pada tiang pancang

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 L_p$$

$$L_p = \text{panjang tiang pancang} = 25 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 \cdot 25 = 8,33 \text{ m} \approx 25 \text{ m}$$

$$K_p = \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right]$$

$$= \tan^2 \left[45 + \frac{17}{2} \right] = 1,826$$

γ = berat jenis tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

ϕ = sudut geser dalam tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

K_p = koefisien tanah pasif

Perhitungan diagram tekanan tanah

$$BF = \gamma \cdot K_p \cdot h_1 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 0,9 \cdot 3 = 6,87 \text{ t/m}^2$$

$$CG = \gamma \cdot K_p \cdot h_2 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 3,15 \cdot 3 = 24,07 \text{ t/m}^2$$

$$DH = \gamma \cdot K_p \cdot h_3 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 5,4 \cdot 3 = 41,26 \text{ t/m}^2$$

$$EI = \gamma \cdot K_p \cdot h_4 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 7,65 \cdot 3 = 58,46 \text{ t/m}^2$$

Tekanan Tanah pasif efektif yang bekerja

$$BF = 6,87 \text{ ton/m}$$

$$CC' = \frac{3}{4} CG = \frac{3}{4} \times 24,07 = 18,05 \text{ ton/m}$$

$$DD' = \frac{1}{3} DH = \frac{1}{3} \times 41,26 = 13,75 \text{ ton/m}$$

$$P1 = 0,5 \times 0,9 \times 6,87 = 3,78 \text{ ton}$$

$$P2 = 0,5 \times 2,25 \times (6,87 + 18,05) = 28,04 \text{ ton}$$

$$P3 = 0,5 \times 2,25 \times (18,05 + 13,75) = 35,78 \text{ ton}$$

$$P4 = 0,5 \times 2,25 \times 13,75 = 15,47 \text{ ton}$$

$$\Sigma P = P1 + P2 + P3 + P4 = 83,07 \text{ ton}$$

Titik Tangkap resultan

$$\Sigma P.Lz = P1.L1 + P2.L2 + P3.L3 + P4.L4$$

$$L1 = (1/3 \cdot 0,9 + 6,75) = 7,05 \text{ m}$$

$$L2 = (\frac{1}{2} \cdot 2,25 + 4,50) = 5,625 \text{ m}$$

$$L3 = (\frac{1}{2} \cdot 2,25 + 2,25) = 3,375 \text{ m}$$

$$L4 = (1/3 \cdot 2,25) = 0,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma P \times Lz &= (3,78 \times 7,05) + (28,04 \times 5,625) + (35,78 \times 3,375) + (15,47 \times 0,75) \\ &= 316,734 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$Lz = \frac{316,734}{83,07} = 3,81 \text{ m}$$

Kontrol gaya horizontal yang terjadi

$$\Sigma Ms = 0$$

$$PH (0,5 + Ld + Lz) = \Sigma P \times 2 \times Lz$$

$$PH = \frac{(\Sigma P \times 2 \times Lz)}{(0,5 + Ld + Lz)} = \frac{83,07 \times 2 \times 3,81}{0,5 + 8,33 + 3,81} = 50 \text{ ton} =$$

$$5.10^5 \text{ N}$$

$$= 5.10^5 \text{ N} < PH \text{ max } (1,547 \times 0,75)$$

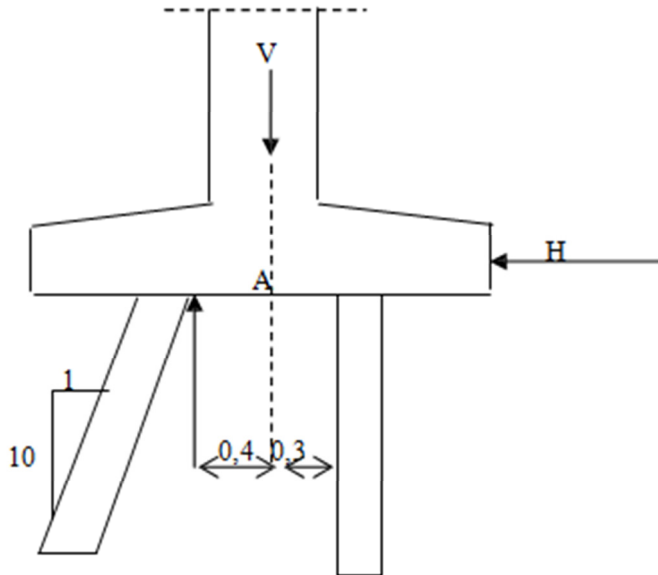
Kesimpulan dari perhitungan di atas diperlukan pemasangan tiang pancang miring, ini disebabkan karena tekanan tanah pasif

efektif yang terjadi masih belum dapat mengatasi gaya horizontal yang bekerja pada konstruksi.

5.6.1.3. Perhitungan Tiang Pancang Miring

Direncanakan kemiringan tiang pancang 1 : 10

$$\alpha = 5,71^{\circ}$$



Gambar 5.58. Tiang Pancang Miring

Rumus :

H ijin + N1.P sin $\alpha \geq$ H yang bekerja x FS

Dengan :

H ijin : gaya horizontal yang mampu ditahan oleh tekanan tanah pasif

N : jumlah tiang pancang miring

P : daya dukung tiang pancang vertikal dalam group

H yang bekerja : total gaya horizontal yang bekerja

H ijin + N1.P sin $\alpha \geq$ H yang bekerja x FS

$5.10^5 + N1 (1,082.10^6 \sin 5,71) \geq 1,51917.10^6 \times 1,5$

$N1 \geq 5,75 \approx 10$ buah

Check Gaya Vertikal

$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$

Dengan :

P : kemampuan tiang pancang vertikal dalam group

N1 : jumlah tiang pancang miring

N2 : jumlah tiang pancang vertikal

V : beban vertikal yang bekerja pada konstruksi

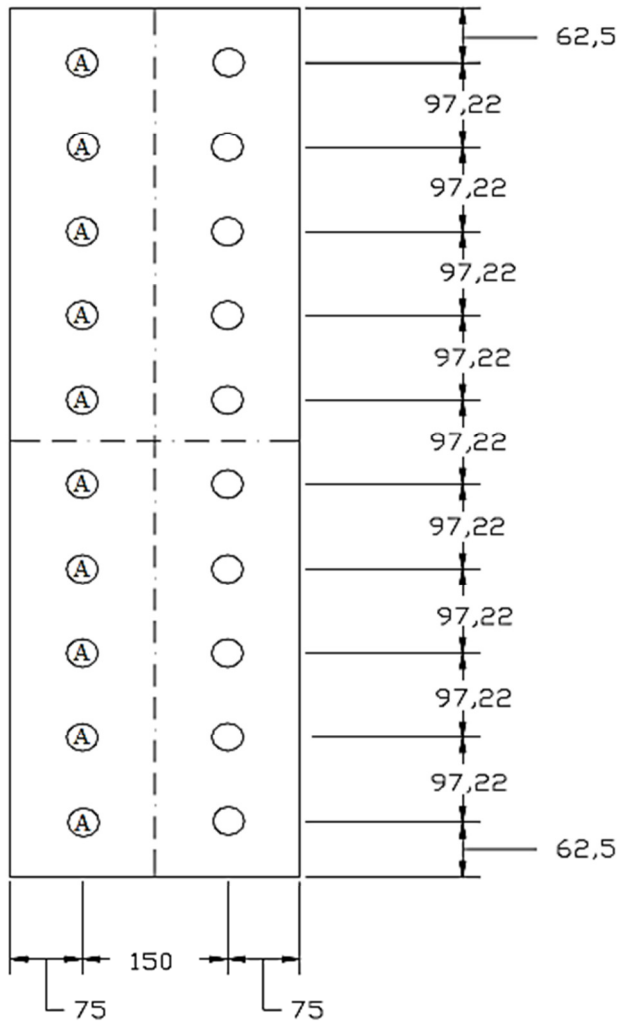
$N = N1 + N2$

$$20 = 10 + N_2 \rightarrow N_1 = 10 \text{ buah}$$

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

$$(1,082 \cdot 10^6 \times 10) + 10 (1,082 \cdot 10^6 \cos 5,71) \geq 1,51917 \cdot 10^6$$

$$2,158 \cdot 10^7 \text{ N} \geq 1,51917 \cdot 10^6 \dots\dots\dots (\text{aman})$$



Gambar 5.59 Penempatan tiang pancang miring

Keterangan :

○ : tiang pancang vertikal

Ⓐ : tiang pancang miring

5.6.2. Perencanaan Tiang Pancang pada Pilar

Dari perhitungan pembebanan yang diterima pilar :

$$V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$M_v = 16466,183 \text{ kNm}$$

$$H = 1519,183 \text{ kN}$$

$$M_H = 20377,223 \text{ Nm}$$

5.6.2.1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pncang

A. Daya Dukung Tiang Individu

Tinjauan spesifikasi tiang pancang berdasarkan :

c) Kekuatan bahan tiang.

$$P \text{ tiang} = \sigma' \text{ bahan} \times A \text{ tiang}$$

Dimana ;

Tiang D 40 cm

Mutu beton = K450

σ'_{bk} = kekuatan tekan beton karakteristik = 450
kg/cm²

σ'_b = tegangan ijin bahan tiang = 0,33 σ'_{bk} = 0,33
x 450 \approx 150 kg/cm²

A tiang = luas penampang tiang pancang = 1256
cm²

P tiang = 150 x 1256 = 188400 kg = 188,4 ton

d) Daya dukung tanah

Rumus boegemenn

$$P_{all} = \frac{qc \times A}{3} + \frac{K \times TF}{5}$$

A : luas tiang pancang beton = $\frac{1}{4} \pi (D-d)^2 = \frac{1}{4}$
 $\pi \cdot (40-7,5)^2 = 426,8 \text{ cm}^2$

K : keliling tiang pancng = $\pi \cdot D = \pi \cdot 40 = 125,6 \text{ cm}$

TF = JHP= *total friction*, kedalaman -25 m =
2180 kg/cm

$qc = \frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb}) = \textit{point bearing capacity}$

$$= \frac{1}{2} (45 + 45)$$

$$= 45 \text{ kg/cm}^2$$

q_{cu} : *qonus resitance* rata-rata 8D di atas ujung tiang

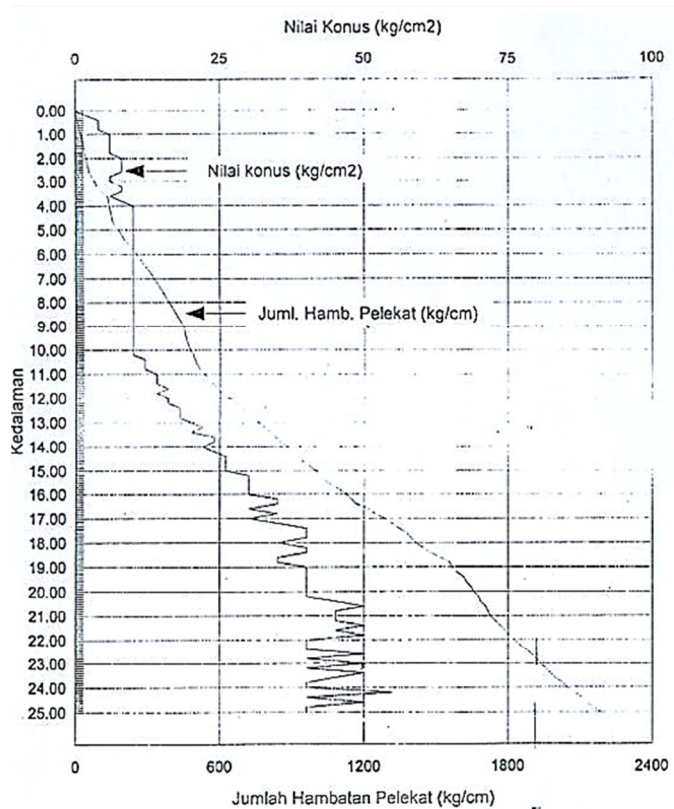
$$q_{cu} = \frac{45+45+45+45+45+45+45+45}{8}$$

$$= 45 \text{ kg/cm}^2$$

qcb : rata – rata perlawanan *conus* setebal 4D di bawah

$$\text{tiang} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{all} = \frac{45 \times 426,8}{3} + \frac{125,6 \times 2180}{5} = 611636 \text{ N}$$



B. Menentukan jumlah tiang

$$n = \frac{P}{Pall} = \frac{10822785}{611636} = 17,69 \approx 24 \text{ buah}$$

dicek dengan menggunakan 24 buah tiang pancang dengan rencana pemasangan 3 lajur, 8 baris seperti pada gambar.

Kontrol tiang pancang group

Berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang “Persamaan Converse Labare” akibat pemasangan secara group :

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \left[\frac{n-1m+(m-1)n}{m \times n} \right]$$

Dimana :

$$\emptyset = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{0,4}{0,97} = 17,74$$

D = diameter tiang pancang = 40 cm

S = jarak antara tiang pancang = 1,25 m

n = jumlah tiang dalam baris x = 3 buah

m = jumlah tiang dalam baris y = 8 buah

$$E = 1 - \frac{17,74}{90} \left[\frac{(3-1)8+(8-1)3}{8 \times 3} \right] = 0,696$$

Pall 1 tinag dalam group = E x Pall 1 tiang tunggal

$$= 0,696 \times 611636 = 425698,67 \text{ N}$$

Kontrol jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P}{P_{all}} = \frac{10822785}{425698,67} = 23,45 \rightarrow \text{dipakai 24 buah tiang pancang}$$

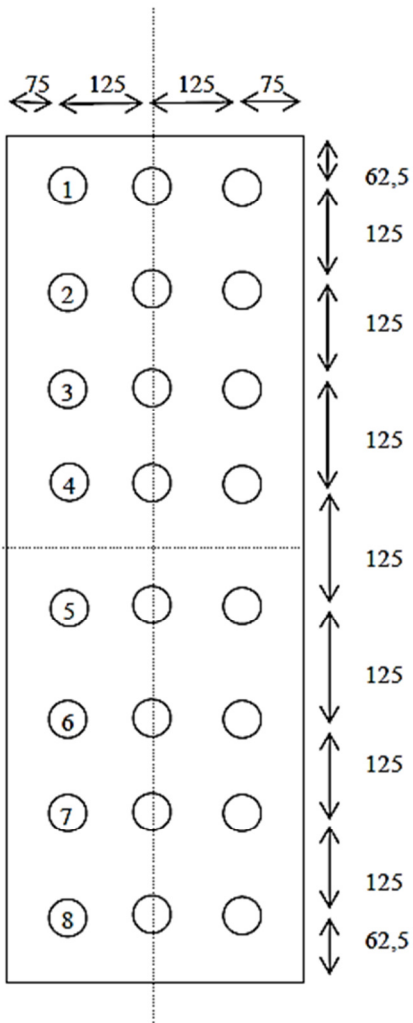
Pengecekan terhadap jumlah tiang pancang yang dipasang

$$P \text{ penahan} = 24 \times 425698,67 = 11,11 \cdot 10^6$$

$$\text{Beban vertikal yang bekerja } P = 10,822785 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Jadi $P \text{ penahan} > P \text{ yang bekerja}$

Jadi penggunaan 24 buah tiang pancang untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.



Gambar 5.60. Denah tiang pancang

Kordinat Tiang Pancang

$$\text{Baris 1} = y_1 = 4,375 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2} = y_2 = 3,125 \text{ m}$$

$$\text{Baris 3} = y_3 = 1,875 \text{ m}$$

$$\text{Baris 4} = y_4 = 0,625 \text{ m}$$

$$\text{Baris 5} = y_5 = -0,625 \text{ m}$$

$$\text{Baris 6} = y_6 = -1,875 \text{ m}$$

$$\text{Baris 7} = y_7 = -3,125 \text{ m}$$

$$\text{Baris 8} = y_8 = -4,375 \text{ m}$$

$$\Sigma Y^2 = 3 \times 4 \times 4,375^2 + 3 \times 4 \times 3,125^2 + 3 \times 4 \times 1,875^2 + 3 \times 4 \times 0,625^2 = 393,75$$

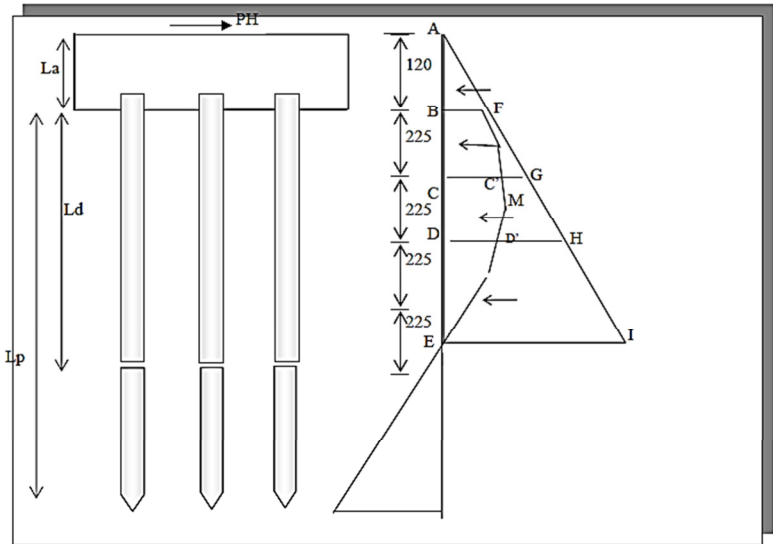
Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang baris ke 8

$$\begin{aligned} P_8 &= \frac{V}{n} + \frac{Mx \cdot y_8}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{24} + \frac{16466,183 \times 4,375}{393,75} = 45,113 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya minimum terjadi pada tiang pancang baris ke 1

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{V}{n} - \frac{Mx \cdot y_1}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{24} - \frac{16466,183 \times 4,375}{393,75} = 44,076 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2.2. Perhitungan pergeseran tanah akibat gaya lateral



Gambar 5.61. Gaya horizontal pada tiang pancang

$$B = 4 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 L_p$$

$$L_p = \text{panjang tiang pancang} = 25 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 \cdot 25 = 8,33 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 + \frac{17}{2} \right) = 1,826 \end{aligned}$$

γ = berat jenis tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

ϕ = sudut geser dalam tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

Perhitungan Diagram Tekan Tanah

$$BF = \gamma \cdot K_p \cdot h_1 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 1,20 \cdot 4 = 12,23 \text{ t/m}^2$$

$$CG = \gamma \cdot K_p \cdot h_2 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 3,45 \cdot 4 = 35,15 \text{ t/m}^2$$

$$DH = \gamma \cdot K_p \cdot h_3 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 5,7 \cdot 4 = 58,08 \text{ t/m}^2$$

$$EI = \gamma \cdot K_p \cdot h_4 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 7,95 \cdot 4 = 81 \text{ t/m}^2$$

Tekanan tanah pasif efektif yang bekerja

$$BF = 12,23 \text{ ton/m}$$

$$CC' = \frac{3}{4} CG = \frac{3}{4} \times 35,15 = 26,36 \text{ ton/m}$$

$$P1 = 0,5 \times 1,2 \times 12,23 = 7,34 \text{ ton}$$

$$P2 = 0,5 \times 2,25 \times (12,23 + 35,15) = 53,30 \text{ ton}$$

$$P3 = 0,5 \times 2,25 \times (35,15 + 58,08) = 104,88 \text{ ton}$$

$$P4 = 0,5 \times 2,25 \times 81 = 91,13 \text{ ton}$$

$$\Sigma P = P1 + P2 + P3 + P4 = 256,65 \text{ ton}$$

Titik tangkap resultan

$$\Sigma P.Lz = P1.L1 + P2.L2 + P3.L3 + P4.L4$$

$$L1 = (1/3 \cdot 1,2 + 6,75) = 7,15 \text{ m}$$

$$L2 = (1/2 \cdot 2,25 + 4,50) = 5,625 \text{ m}$$

$$L3 = (1/2 \cdot 2,25 + 2,25) = 3,375 \text{ m}$$

$$L4 = (1/3 \cdot 2,25) = 0,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma P \times Lz &= (7,34 \times 7,15) + (53,30 \times 5,625) + (104,88 \times \\ &3,375) + (91,13 \times 0,75) \\ &= 774,61 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$Lz = \frac{774,61}{256,65} = 3,02 \text{ m}$$

Kontrol gaya horizontal yang terjadi

$$\Sigma Ms = 0$$

$$PH (0,5 + Ld + Lz) = \Sigma P \times 2 \times Lz$$

$$PH = \frac{(\Sigma P \times 2 \times Lz)}{(0,5 + Ld + Lz)} = \frac{256,65 \times 2 \times 3,02}{0,5 + 8,33 + 3,02} = 130,8 \text{ ton} = 1,31 \cdot 10^6$$

N

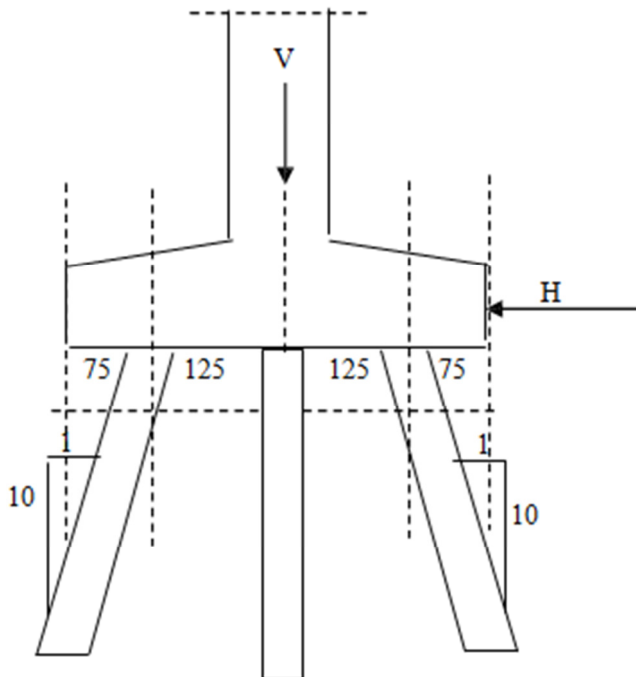
Kesimpulan dari perhitungan diatas diperlukan pemasangan tiang pancang miring, ini disebabkan karena tekanan tanah pasif efektif yang terjadi masih belum

dapat mengatasi gaya horizontal yang bekerja pada konstruksi.

5.6.2.3. Perhitungan Tiang Pancang Miring

Direncanakan kemiringnan tiang pancang 1:10

$$A = 5,71^{\circ}$$



Gambar 5.62. Tiang Pancang Miring Pilar

Rumus :

$$H \text{ ijin} + N_1 \cdot P \sin \alpha \geq H \text{ yang bekerja} \times FS$$

Dimana :

H ijin : gaya horizontal yang mampu ditahan oleh tekanan tanah pasif

H : jumlah tiang pancang miring

P : daya dukung tiang pancang vertikal dalam group

H yang bekerja : total gaya horizontal yang bekerja

$$H \text{ ijin} + N_1 \cdot P \sin \alpha \geq H \text{ yang bekerja} \times FS$$

$$1,31 \cdot 10^6 + N_1 (1,082 \cdot 10^6 \sin 5,71) \geq 1,51917 \cdot 10^6 \times 1,25$$

$$N_1 \geq 7,23 \approx 16 \text{ buah}$$

Cek gaya vertikal

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

Dengan :

P: kemampuan tiang pancang vertikal dalam group

N1 : jumlah tiang pancang miring

N2 : jumlah tiang pancang vertikal

V : beban vertikal yang bekerja pada konstruksi

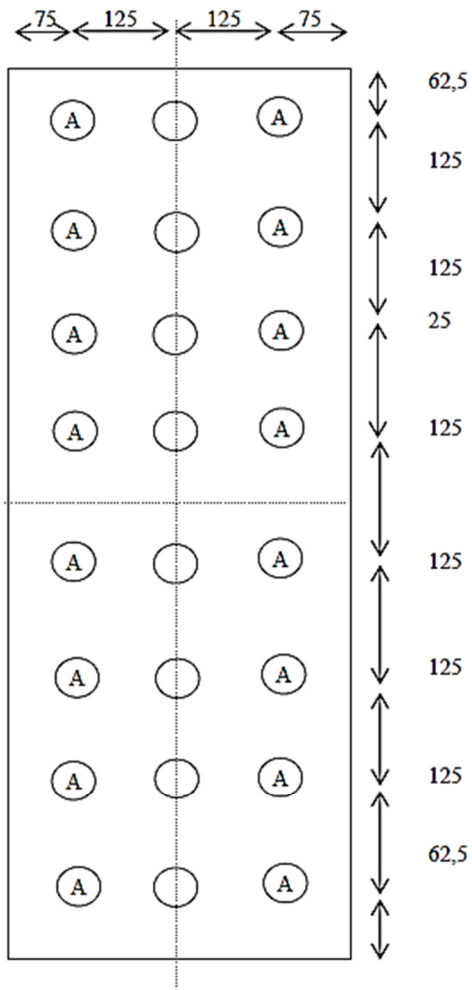
$$N = N_1 + N_2$$

$$24 = 16 + N_2 \rightarrow N_2 = 8 \text{ buah}$$

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

$$(425698,67 \times 8) + 16 (425698,67 \cos 5,71) \geq 10,822785 \cdot 10^6$$

$$11,18 \cdot 10^6 \geq 10,822785 \cdot 10^6 \text{ N (aman)}$$



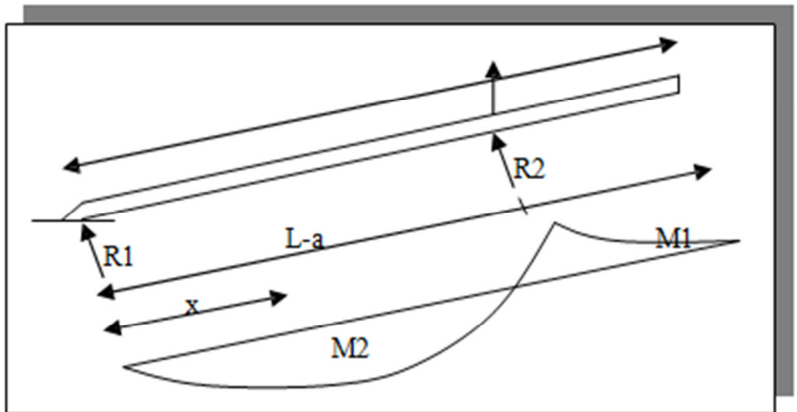
Gambar 5.63. Penempatan tiang pancang miring pada pilar

Keterangan :

- : tiang pancang vertikal
- Ⓐ : tiang pancang miring

5.6.3. TIANG PANCANG

5.6.3.1. Momen akibat pengangkatan satu titik



Gambar 5.64 Pengangkatan dengan 1 titik

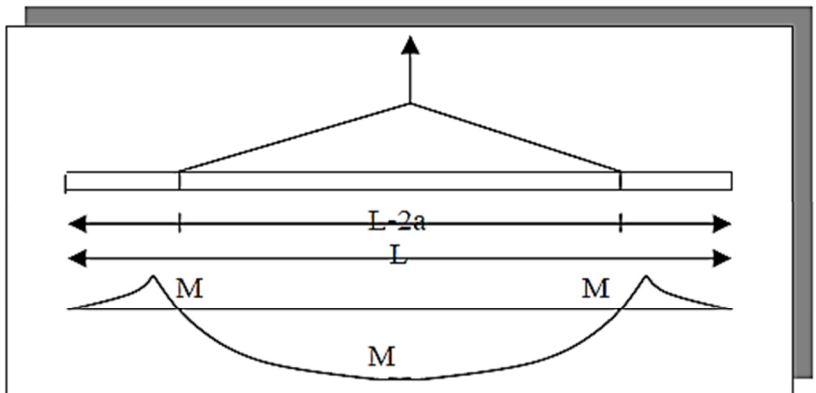
$$WD = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{beton} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2 \times 2400 = 301,44 \text{ kg/m}$$

$$WL = 40 \text{ kg/m}$$

$$q_{tot} = 1,2 \text{ WD} + 1,6 \text{ WL} = (1,2 \times 301,44) + (1,6 \times 40) = 425,728 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= M_2 = M_{max} \\ &= \frac{1}{18} \times q \times L^2 = \frac{1}{8} \times 425,728 \times 25^2 \\ &= 9526,96 \text{ kgm} \\ &= 9,527 \cdot 10^4 \text{ Nm} \end{aligned}$$

5.6.3.2. Momen akibat pengangkatan dengan dua titik



Gambar 5.65. Pengangkatan dengan dua titik

$$M_1 = M_2 = M_{\max} = \frac{1}{2} \times q \times L^2 = \frac{1}{2} \times 425,728 \times 25^2 = 5811,32$$

kgm

Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik karena momen yang didapat dari 2 titik pengangkatan lebih kecil dari pada momen pengangkatan akibat 1 titik. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik.

$$M_{\text{designe}} = 1,5 \times M_{\text{Max}} = 1,5 \times 9526,96 = 14290,44 \text{ kgm} = 1,43 \cdot 10^5 \text{ Nm}$$

direncanakan :

$$f'_c = 45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter pancang (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut (p)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{diameter efektif (d)} = 400 - 50 - 0,5 \times 14 - 8 = 335 \text{ mm}$$

Tulangan

Untuk K – 450 ($f_c' = 37,5$ Mpa) dan BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \times \left[\frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right] \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 45}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0726$$

Tiang pancang berbentuk bulat, sehingga pehitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan $b = 0,88D = 0,88 \cdot 0,4 = 0,352$ m

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \rho \cdot \phi \cdot f_y \left[1 - 0,588 \rho x \frac{f_y}{f_c'} \right]$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \rho x \cdot 0,8 \times 240 \left[1 - 0,588 \rho x \frac{240}{45} \right]$$

$$\frac{1,43 \cdot 10^8}{352 \times 352^2} = 192\rho - 602,112 \rho^2$$

$$602,112\rho^2 - 192\rho + 3,278 = 0$$

$$\rho = 0,0181$$

$$\rho_{\min} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,00726$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Tulangan Utama

$$A_{st} = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0181 \times 352 \times 352 = 2242,66 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4Ø28 ($A_{st} = 2463 \text{ mm}^2$)

Kontrol terhadap Tumbukan Hammer

Jenis hammer yang akan digunakan adalah type K-35 dengan berat hammer 3,5 ton.

Daya dukung satu tiang pancang = $7,17 \cdot 10^5 \text{ N}$

Rumus tumbukan :

Dengan :

R = kemampuan dukung tiang akibat tumbukan

Wr = berat hammer = 3,5 T = 35 kN

H = tinggi jatuh hammer = 1,5m

S = final settlement rata-rata = 2,5 cm

C = koefisien untuk double acting system hammer = 0,1

Maka :

$$R = \frac{Wr \cdot H}{\phi (s + c)}$$

$$R = \frac{35 \times 1,5}{0,2 (0,025 + 0,1)} = 210 \text{ kN}$$

$$2,1 \cdot 10^5 < P_{\text{tiang}} = 7,17 \cdot 10^5 \text{ N} \dots\dots \text{(aman)}$$

Penulangan Akibat Tumbukan

Dipakai rumus *New Engineering Formula* :

$$P_U = \frac{eh \cdot Wr \cdot H}{s + c}$$

Dengan :

P_U = daya dukung tiang pancang

eh = efisiensi hammer = 0,8

H = tinggi jatuh hammer = 1,5 m

S = final settlemet rata-rata = 2,5 cm

Maka :

$$P_U = \frac{eh \cdot Wr \cdot H}{s + c} = \frac{0,8 \times 35 \times 1,5}{0,025 + 0,1} = 336 \text{ kN}$$

Menurut SKSNI – T – 03 – 1991 pasal 3.3.3.5

Kuat tekan struktur :

$$P_{\text{mak}} = 0,8 (0,85 f'c (A_g - A_{gt}) + f_y \cdot A_{st})$$

$$336000 = 0,8 (0,85 \cdot 45 (3,14 \cdot 200^2 - A_{st}) + 45 \cdot A_{st})$$

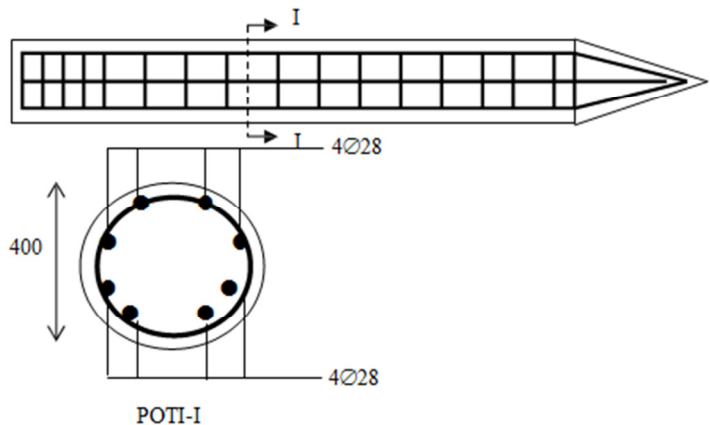
$$A_{st} = - 830746$$

Karena hasil negative, maka digunakan :

$$A_{st} = 1\% \times 3,14 \times 200^2$$

$$A_{st} = 3256 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 8Ø28 ($A_{st} = 4926 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.66 Potongan Penulangan Tiang Pancang

Kontrol Geser

$$\tau_b = \frac{D_{max}}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2} = \frac{(-q \cdot a) + (\frac{1}{2} q \cdot L)}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2}$$

$$\tau_b = \frac{(425,728 \times 6,69) + (\frac{1}{2} \times 425,728 \times 25)}{0,9 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2}$$

$$= 72272,826 \text{ kg/m}^2 = 7,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 0,53\sigma \rightarrow \sigma = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,53 \cdot 1600 = 848 \text{ kg/cm}^2$$

Karena $\tau_b < \tau_b$ ijin maka tidak perlu tulangan geser, maka digunakan tulangan sengkang praktis yaitu tulangan spiral.

5.7.. Perhitungan Tulangan Spiral

Rasio penulangan Spiral :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) x \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2} - 1 \right) x \frac{450}{2400} = 0,0656$$

$$A_s = 2 \times \rho_s \times A_c$$

$$= 2 \times 0,0656 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2$$

$$= 164,85 \text{ cm}^2$$

$$s = 2 \times \pi \times D_c \times A_{sp}/A_s$$

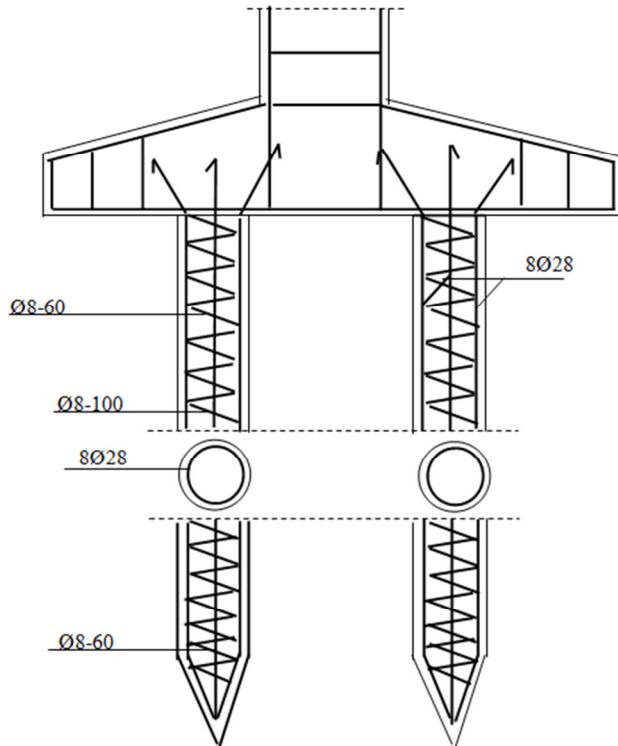
$$= 2 \times 3,14 \times 40 \times \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 164,85 =$$

$$0,76 \text{ cm} \rightarrow 6 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai tulangan Ø8-60

Senggang pada ujung tinag dipakai $\text{Ø}8-60$

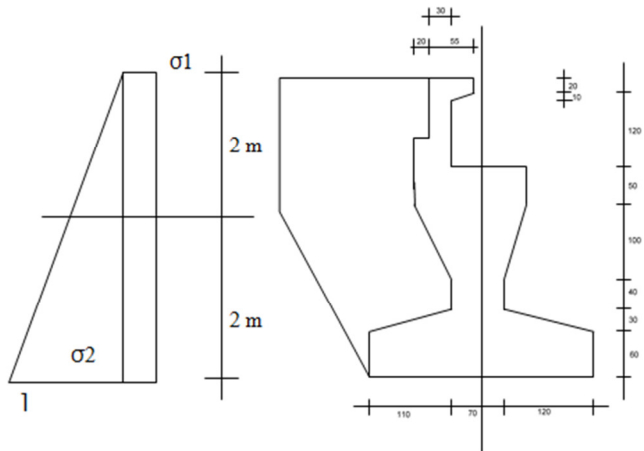
Senggang pada tengah tiang dipakai $\text{Ø}8-100$



Gambar 5.67 Pe nulangan Tiang Pancang

5.8. Perencanaan Wing Wall

Perencanaan wing wall bertujuan untuk menahan stabilitas tanah urugan dibelakang abutmen.



Gambar 5.68 Pembebanan untuk Wing Wall

Tanah merupakan tanah urugan, diambil tanah dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\gamma_t &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 17^\circ \\ C &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ K_a &= \text{tg}^2 (45 - \phi/2) \\ &= \text{tg}^2 (45 - 8,5)\end{aligned}$$

Dengan :

γ = berat isi tanah

\emptyset = sudut geser

Q = beban tetap

Tegangan – tegangan yang terjadi diambil pada h =
2 m (maksimum)

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (q \times K_a) \\ &= (22 \times 0,55) \\ &= 12,1 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= (\gamma \times K_a \times h) \\ &= (13,95 \times 0,55 \times 2) \\ &= 15,35 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif :

$$\begin{aligned}P_a &= \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times 2 + \sigma_1 \times 2 \\ &= \frac{1}{2} \times 15,35 \times 2 + 12,1 \times 2 \\ &= 39,55 \text{ kN}\end{aligned}$$

Penulangan Wing Wall :

Tebal plat 250 mm

d diambil 210 mm

$$\begin{aligned}M_u &= P_a \times 3,5 \\ &= 39,55 \times 3,5\end{aligned}$$

$$= 138,425 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times fy \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c}\right)$$

$$\frac{138,425 \cdot 10^6}{1000 \times 210^2} = \rho \times 0,8 \times 3200 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{3200}{300}\right)$$

$$1605,63 \rho^2 - 256 + 3,14 = 0$$

$$\rho = 0,00733$$

syarat $\rho \text{ min} \leq \rho \leq \rho \text{ max}$

$$\rho \text{ min} = 0,0032$$

$$\rho \text{ max} = 0,0404$$

maka digunakan $\rho = 0,00733$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00733 \times 1000 \times 210 \\ &= 1539,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 125 ($A_s = 1608 \text{ mm}^2$)

Checking :

$$\begin{aligned} \rho &= A_s \text{ terpasang} / (b \times d) \\ &= 1608 / (1000 \times 210) \\ &= 0,00766 < \rho \text{ max} \quad (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Tulangan Pembagi

$$= 0,0025 \times b \times d$$

$$= 0,0025 \times 1000 \times 210$$

$$= 525 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 – 200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$)

BAB VI PENUTUP

Tugas Akhir ini berupa perencanaan jembatan rangka baja yang menghubungkan kecamatan Mojo dengan kecamatan ngadiluwih kabupaten kediri yang dipisahkan oleh sungai Berantas dengan lebar sungai lebih dari 100m dengan memperhatikan beberapa aspek yaitu :aspek lalu lintas, hidrologi, tanah, konstruksi, pemilihan type jembatan, dan spesifikasi jembatan. struktur jembatan ini dapat diambil kesimpulan dan saran yang akan melengkapi tugas akhir ini.

6.1 KESIMPULAN

Dari hasil proses perencanaan Jembatan rangka baja kecamatan mojo dan kecamatan ngadiluwih didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

6.1.1. Lokasi Keccamatan Mojo dan Ngadiluwih

Lokasi perencanaan jembatan dimana akan dibangun sebuah jembatan, dibutuhkan analisa yang baik terhadap kondisi geografis dan kondisi lingkungan masyarakat disekitarnya, sehingga dalam pembangunannyadapat diminimalkan adanya kendala-kendala, seperti proses pembebasan lahan warga sekitarnya yang akan menghambat proses pembangunan jembatan tersebut.

6.1.2. Aspek lalu lintas

Setelah dilakukan analisa terhadap aspek lalu lintas dengan memperhatikan jumlah kepemilikan kendaraan dan ruas jalan kedua Ruas jalan kecamatan mojo dan ngadiluwih , maka didapatkan

- a. Bentang jembatan : 180 meter
- b. Lebar jembatan : 9 meter
- c. Kelas jembatan : jembatan klas A

6.1.3. Aspek Hidrologi

a. Data dari BPS

$$\text{Luas DAS (A)} = 23,9 \text{ km}^2$$

$$\text{Perbedaan ketinggian} = 15,5 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan dasar saluran} = 0,00029$$

b. Waktu Konsentrasi (tc)

$$Tc=L / (72 \times i^{0,6})$$

$$\begin{aligned} tc &= \text{waktu pengaliran (jam)} \\ &= (7000/(72 \times 0,00029^{0,6}))/3600 \\ &= 3,58 \text{ jam} \end{aligned}$$

Besaran ini diperhitungkan sebagai

salah satu faktor untuk menentukan ketinggian jembatan.

6.1.4. Aspek tanah

Berdasarkan kedalaman tanah keras yang berada > 25 m pada daerah abutment , digunakan tiang pancang sejumlah 20 buah. Dengan kedalaman 25 m tanah dengan penempatan tiang pancang 10 buah lurus dan 10 buah lainnya miring

6.1.5 Aspek Konstruksi

Struktur jembatan dirancang dengan pilihan konstruksi sebagai berikut :

a) Konstruksi atas

Konstruksi atas menggunakan baja profil WF dan lantai jembatan menggunakan beton + lapisan aspal

b) Konstruksi bawah

Konstruksi bawah abutment dan pilar menggunakan beton bertulang sedangkan pondasi menggunakan tiang pancang.

6.1.6 Dimensi Jembatan

Dimensi jembatan dengan panjang jembatan 180 m dan dibagi atas tiga bentang yang disetiap bentang jembatan memiliki panjang 60 m. dengan struktur atas menggunakan rangka baja Profil WF. Dan plat lantai menggunakan beton berlapis aspal 20 cm. Dan struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang berbahan dari beton dengan kedalaman rata rata 20 meter. Jembatan terdiri dari dua abutment

dan dua pilar yang menopang. Abutmen memiliki ukuran tinggi 4 meter dan lebar 3 meter serta panjang 9 meter, dan pondasi / pile cap memiliki lebar 4 meter dan tebal 3 meter, Adapun lebar jembatan adalah 9 meter dengan ketinggian 6 meter diukur dari rangka baja induk bagian bawah.

6.2 SARAN – SARAN

1. Dalam perencanaan jembatan yang menikung perlu diperhatikan aspek geometrik yang tepat dan juga perhitungan adanya gaya sentrifugal untuk mendapatkan desain jembatan yang aman dan nyaman untuk berkendara.
2. Dalam perencanaan maupun pelaksanaan harus dipilih komposisi mutu yang tepat pada setiap elemen strukturnya sehingga mudah dalam pelaksanaan dan didapatkan kualitas struktur jembatan yang baik.
3. Perlu memperhatikan akses pembangunan jembatan karena lokasi perencanaan berada disekitar kampung yang memiliki akses jalan yg kurang bagus bahkan memadai untuk masuknya alat berat.
4. Banyaknya penambang pasir dilokasi perencanaan jembatan sehingga perlu diwaspadai

terhadap respon masyarakat dan juga kondisi tanah yang berubah.

DAFTAR PUSTAKA

Dinas Pekerjaan Umum, (1992), *Bridge Management System, Aproject jointly funded by Indonesia and australia* Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jendral Bina Marga, Jakarta.

Gunawan, Rm (1987), *Tabel Profil Konstruksi Baja*, Kanisius, Jakarta

Barkeley, (2010), *Technical Note 2005 AISC Direct Analysis Methode*, California

Conshohocken, Dr, (1997), *Anunual Book os ASTM Standart*, American National Standart

L, Roger, Brough, Brocken, (1993), *Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angel Members*, American Institute of Steel Construction