

BAB IV

PERHITUNGAN KONSTRUKSI DAN GAMBAR

4.1. Perhitungan Konstruksi Jembatan Baru

Perhitungan konstruksi jembatan baru merupakan proses yang akan kami lakukan selanjutnya setelah menganalisa data dari aspek geometri, aspek lalu lintas berupa data Lalu Lintas Harian Rata – Rata (LHR), aspek hidrologi untuk menentukan tinggi jembatan, dan aspek tanah untuk mengetahui jenis pondasi jembatan pada bab sebelumnya. Perencanaan jembatan Jabungan menggunakan standar – standar yang masih berlaku di Indonesia. Dasar – dasar yang digunakan dalam perencanaan struktur Jembatan Jabungan mengacu pada Standar Bangunan Atas Jembatan Gelagar Beton Praktekan Tipe I – Kelas A Direktorat Jendral Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum, Peraturan Beton Indonesia (PBI) tahun 1971 Departemen Pekerjaan Umum, Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya 1987 (PPJJR 1987), dan RSNI-T-02-2005 tentang Pembebanan Jembatan.

Tujuan pokok Standar Bangunan Atas Jembatan Gelagar Beton Pratekan Tipe – I Kelas A Departemen Pekerjaan Umum adalah mempermudah perencana dan pelaksana dalam pembangunan jembatan sedemikian rupa guna tercapainya kelancaran pembangunan jembatan di Indonesia. Sesuai dengan gambar potongan melintang Kali Jabungan dari Direktorat Jalan Bebas Hambatan dan Kota, Direktorat Jendral Bina Marga, lebar Kali Jabungan dan bantarannya adalah 30 meter. Berdasarkan standar tersebut, maka direncanakan struktur Jembatan Kali Jabungan menggunakan jenis jembatan beton prategang dengan panjang jembatan 30 meter.

Perencanaan struktur jembatan Kali Jabungan menggunakan beton prategang menjadi pilihan karena lebih ekonomis, mudah pengerjaannya, lebih kuat, dan dari segi estetika lebih indah. Di masa sekarang ini, gelagar beton prategang sering digunakan untuk jembatan bentang panjang

Jembatan Gelagar Beton Praktekan I ini direncanakan menurut kelas A dengan spesifikasi jembatan sebagai berikut :

1. Nama Jembatan : Jembatan Jabungan
2. Lokasi Jembatan : Kecamatan Jabungan

3. Jenis Jembatan : Beton Pratekan
4. Panjang Jembatan : 30 m
5. Lebar lantai kendaraan : 7,00 m (lebar jalur 3,5 m)
6. Lebar trotoar : 1,00 m

4.2. Spesifikasi Bahan

4.2.1. Penentuan Bahan

1. Struktur bangunan atas :

- a. Tiang sandaran
 - Mutu beton : K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTP40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- b. Lantai trotoar
 - Mutu beton : K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTD40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- c. Lantai jembatan
 - Mutu beton : K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTD 40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- d. Diafragma
 - Mutu beton : K-225 ($f'c = 22,5 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)
- e. Beton prategang
 - Mutu beton : K-500 ($f'c = 50 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTD 40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- f. Plat injak
 - Mutu beton : K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTP 40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)

2. Struktur bangunan bawah :

- a. Abutment
 - Mutu beton : K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
 - Mutu baja : BJTD 40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- b. Pondasi
 - Jenis : Pondisi Sumuran

- Diameter : 3,5 m
- Mutu beton : K- 500 (f'c = 50Mpa)
- Mutu baja : BJTD 40 (fy = 400Mpa)

4.2.2. Spesifikasi Bahan

1) Untuk K-350 (f' c = 35 Mpa) dan BJTD 40 (fy = 400 Mpa)

$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

2) Untuk K-500 (f' c = 50 Mpa) dan BJTD 40 (fy = 400 Mpa)

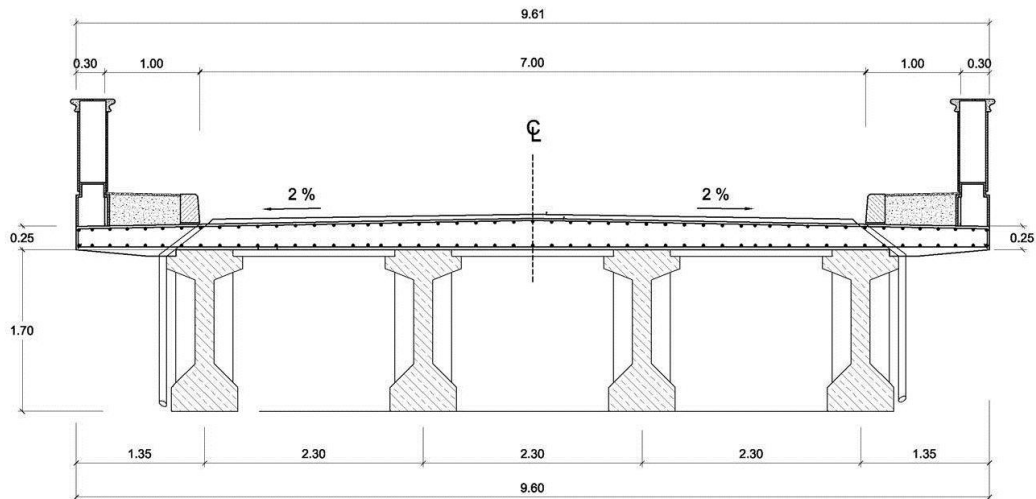
$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

$$R_{min} = \frac{1,44}{f_y} = \frac{0,1}{400}$$

4.3. Perencanaan Konstruksi Bangunan Atas Jembatan

Struktur bangunan atas jembatan (Gambar 4.1.) atau yang biasa disebut (*upper structure/ super structure*) merupakan bagian jembatan yang menerima langsung beban dari kendaraan atau orang yang melewatinya. Secara umum bangunan atas jembatan terdiri dari beberapa komponen utama, antara lain : Gelagar memanjang beton pratekan, gelagar melintang / diafragma, andas / perletakan (roll dan sendi), plat injak, lantai kendaraan / plat lantai jembatan, lantai trotoar, dan tiang sandaran (*railing*). Perencanaan struktur bangunan atas pada pembangunan Jembatan Jabungan meliputi :



Gambar 4.1 Struktur Bangunan Atas Jembatan

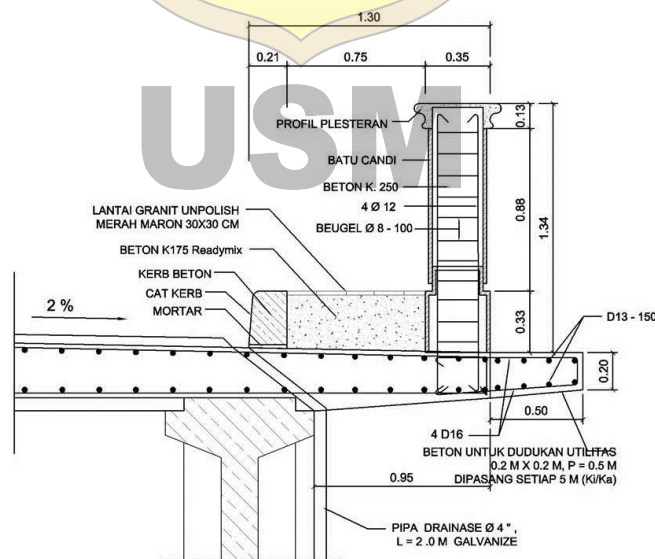
4.3.1. Tiang Sandaran

Tiang sandaran jembatan adalah salah satu struktur atas jembatan berfungsi sebagai pembatas jembatan dan juga sebagai pagar pengaman baik untuk kendaraan maupun pejalan kaki yang melewati jembatan tersebut.

Tiang sandaran terdiri dari beberapa bagian, yaitu :

- 1) *Railing* sandaran
- 2) *Rail post* / tiang sandaran

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Tiang Sandaran

Railing merupakan pagar untuk pengaman jembatan di sepanjang bentang jembatan, yang menumpu pada tiang – tiang sandaran (*rail post*) yang terbuat dari pipa baja *galvanized*.

➤ **Perencanaan tiang sandaran**

- Mutu beton = K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$)
- Mutu baja = BJTP-40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)
- Tinggi Sandaran = 1,00 m
- Jarak Sandaran = 2,00 m
- Dimensi sandaran :
 - ✓ bagian atas 100 x 150 mm
 - ✓ bagian bawah 100 x 250 mm
- Tebal selimut = 20 mm
- \emptyset tulangan utama = 10 mm (asumsi)
- \emptyset tulangan sengkang = 8 mm
- Tinggi efektif (d) = $h - p - 0,5 \times \emptyset \text{ tul. utama} - \emptyset \text{ tul. Sengkang}$
 = $250 - 20 - 0,5 \times 10 - 8 = 217 \text{ mm}$

➤ **Penentuan gaya dan pembebanan**

Tiang – tiang sandaran pada tepi trotoar diperhitungkan untuk mampu menahan beban horisontal sebesar 100 kg/m^2 setinggi 90 cm dari lantai trotoar.

$$\begin{aligned}
 P &= H \times L \\
 &= 100 \times 2,00 \\
 &= 200 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gaya momen H sampai ujung trotoar (h) = $90 + 25 = 115 \text{ cm} = 1,15 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 M &= P \times h \\
 &= 200 \times 1,15 \\
 &= 230 \text{ kgm} = 2300000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \frac{2300000}{100 \times 217^2} = 0,488 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[\frac{1 - \sqrt{1 - 1,75 \frac{M}{f_c bxd^2}}}{1,75} \right]$$

$$0,488 = \rho \times 0,8 \times 400 \times \left[\frac{1058,40}{3} \right]$$

$$0,488 = 320\rho - 2150,40\rho^2$$

$$\rho = 0,00155$$

$$\rho_{\min} = 0,0035 \quad \left. \begin{array}{l} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min} \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\}$$

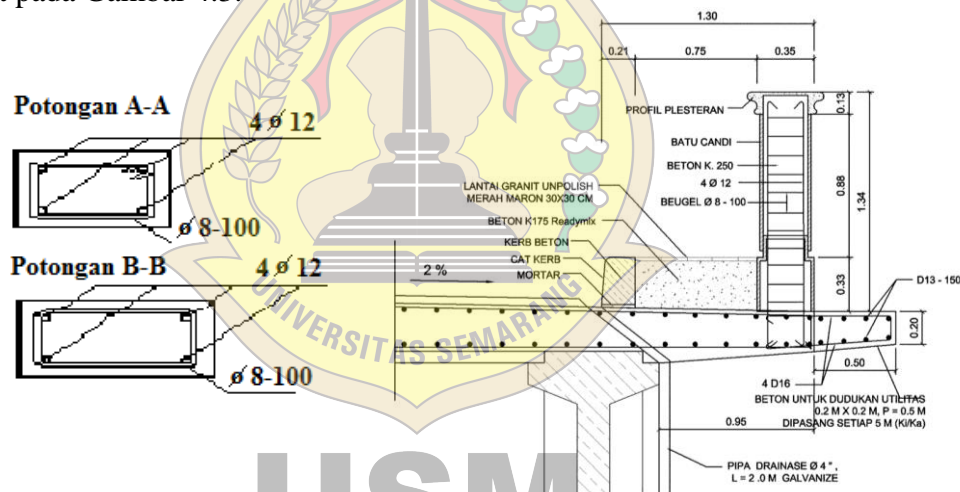
$$\rho_{\max} = 0,0564$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 100 \times 217 = 75,95 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan 4 Ø 12

As yang terpasang $226 \text{ mm}^2 > 75,95 \text{ mm}^2$

Gambar penulangan tiang sandaran disertai dengan potongan detail tulangan dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Penulangan Tiang Sandaran

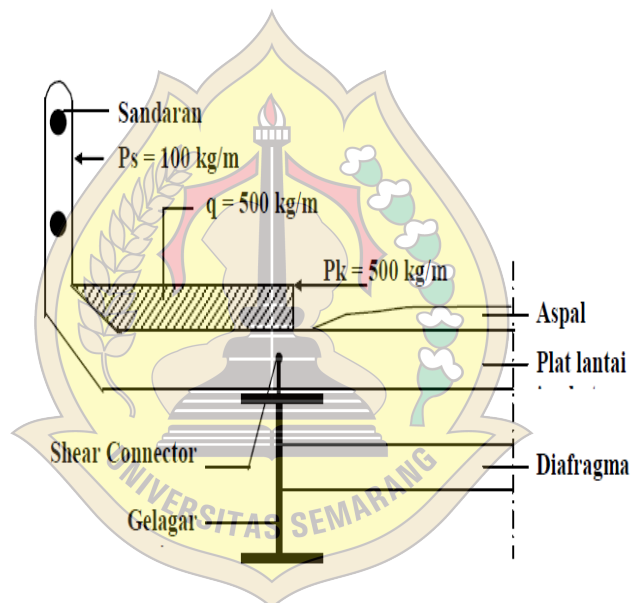
4.3.2. Trotoar

Trotoar atau yang sering disebut *side walk* adalah sebuah prasarana yang diperuntukan sebagai jalur khusus pejalan kaki (*pedestrians*) agar aman saat berjalan dan tidak mengganggu jalur lalu lintas kendaraan. Yang dimaksud dengan trotoar disini adalah pertebalan dari plat lantai kantilever sekaligus berfungsi sebagai balok peneras plat lantai kendaraan. Bagian tersebut direncanakan terbuat dari bahan beton bertulang. Trotoar ini direncanakan pada kedua sisi lalu lintas sepanjang bentang jembatan.

✓ **Perencanaan Trotoar**

- Lebar (b) = 1,00 m
- Tebal (t) = 0,25 m
- Mutu beton ($f'c$) = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- \varnothing tulangan utama = 12 mm (asumsi)
- \varnothing tulangan sengkang = 8 mm (asumsi)

Pembebanan beban hidup trotoar ditinjau 1 meter arah memanjang menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya 1987 (PPPJJR 1987) adalah sebagai berikut :



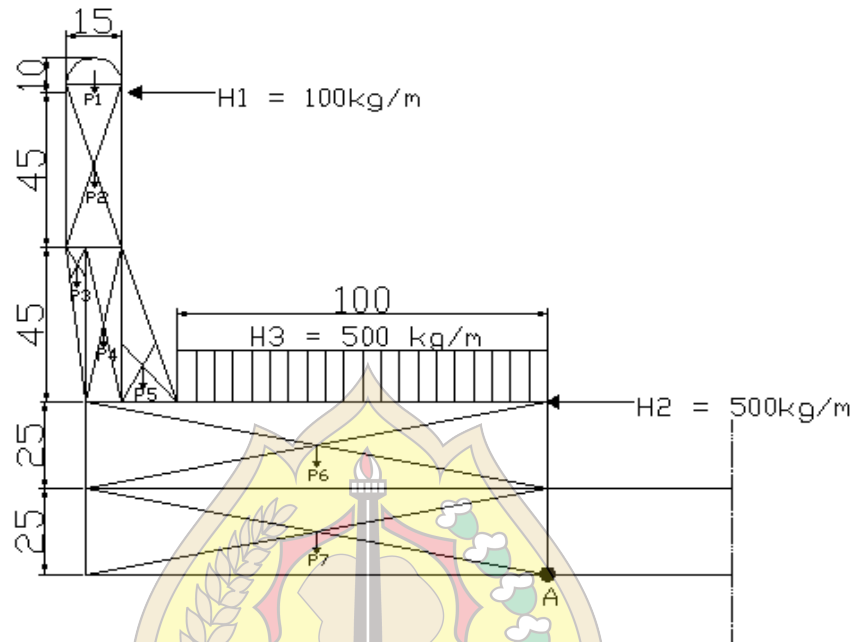
Gambar 4.4 Pembebanan pada trotoar

Keterangan :

- $H_1 = 100 \text{ kg/m}$ adalah gaya horisontal yang harus ditahan tiang – tiang sandaran pada setiap tepi trotoar yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas trotoar.
- $H_2 = 500 \text{ kg/m}$ adalah muatan horisontal arah melintang yang harus ditahan oleh tepi trotoar, yang terdapat pada tiap – tiap lantai kendaraan yang bekerja pada puncak trotoar yang bersangkutan atau pada tinggi 25 cm di atas penulangan lantai kendaraan bila tepi trotoar yang bersangkutan lebih tinggi dari 25 cm.
- $H_3 = 500 \text{ kg / m}^2$ adalah muatan yang ditahan oleh konstruksi trotoar.

Perhitungan pembebanan pada trotoar meliputi beban mati (berat sendiri tiang sandaran dan trotor) dan beban hidup yang dijelaskan Gambar 5.4. Berikut ini adalah

pembagian bidang trotoar sesuai dengan luas tertentu mencari titik beratnya untuk mempermudah dalam perhitungan pembebanan dan momen terhadap titik yang ditinjau.



Gambar 4.5 Lantai Trotoar

Dari gambar diatas, titik P1 sampai dengan titik P7 menunjukkan letak titik berat pada bidang tertentu. Tabel 4.1 menjelaskan jarak lengan dari titik berat terhadap titik yang ditinjau (titik A) untuk perhitungan momen.

Tabel 4.1 Jarak Lengan Terhadap Titik A

No. Titik	Jarak Lengan Terhadap Titik A (cm)
P1	123
P2	123
P3	126,67
P4	120
P5	110
P6	63
P7	63
P8	123
P9	123

➤ **Pembebanan Tiang Sandaran**

▪ **Beban Mati**

Tiang sandaran:

$$P1 = 0,5 \times 3,14 \times 0,075^2 \times 0,10 \times 2400 = 2,120 \text{ kg}$$

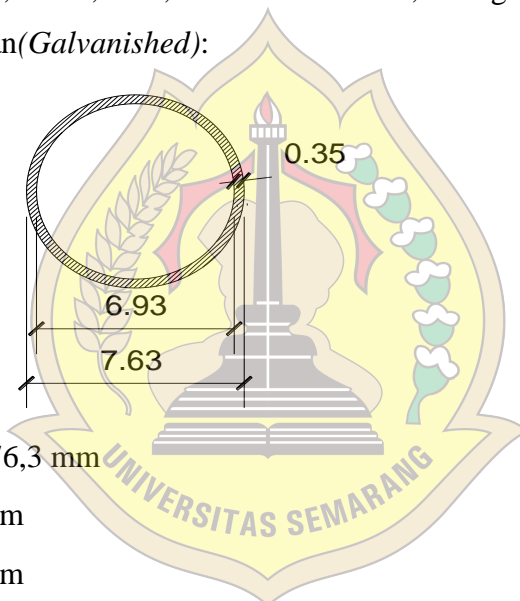
$$P2 = 0,475 \times 0,15 \times 0,10 \times 2400 = 17,100 \text{ kg}$$

$$P3 = 0,5 \times 0,45 \times 0,05 \times 0,10 \times 2400 = 2,700 \text{ kg}$$

$$P4 = 0,1 \times 0,45 \times 0,10 \times 2400 = 10,800 \text{ kg}$$

$$P5 = 0,15 \times 0,45 \times 0,5 \times 0,10 \times 2400 = 8,100 \text{ kg}$$

Pipa Sandaran (*Galvanised*):



Pipa baja $\varnothing 76,3 \text{ mm}$

$$\varnothing 1 = 76,3 \text{ mm}$$

$$\varnothing 2 = 69,3 \text{ mm}$$

$$W = 6,28 \text{ kg/m'}$$

$$P8 = P9 = 6,28 \times 1 \times 2 = 12,56 \text{ kg}$$

Lantai Trotoar:

$$P6 = 0,25 \times 1,00 \times 1,00 \times 2400 = 600 \text{ kg}$$

Pelat Lantai dibawah trotoar:

$$P7 = 0,25 \times 1,00 \times 1,00 \times 2400 = 600 \text{ kg}$$

▪ **Momen Terhadap potongan titik A**

- Akibat beban hidup

$$MH1 = 100 \times 1,00 \times 1,47 = 147 \text{ kgm}$$

$$MH2 = 500 \times 1,00 \times 0,57 = 285 \text{ kgm}$$

$$MH3 = 500 \times 1,00 \times 0,57 = 285 \text{ kgm}$$

Jumlah akibat beban hidup= 717 kgm

✓ Akibat beban mati

$$MP1 = 1,23 \times 2,120 = 2,608 \text{ kgm}$$

$$MP2 = 1,23 \times 17,100 = 21,033 \text{ kgm}$$

$$MP3 = 1,267 \times 2,700 = 3,421 \text{ kgm}$$

$$MP4 = 1,20 \times 10,800 = 12,960 \text{ kgm}$$

$$MP5 = 1,10 \times 8,100 = 8,910 \text{ kgm}$$

$$MP6 = 0,63 \times 600 = 378,000 \text{ kgm}$$

$$MP7 = 0,63 \times 600 = 378,000 \text{ kgm}$$

$$MP8 = 1,23 \times 12,56 = 15,449 \text{ kgm}$$

$$MP9 = 1,23 \times 12,66 = 15,449 \text{ kgm}$$

$$\text{Jumlah akibat beban mati} = 835,830 \text{ kgm}$$

$$\text{Jumlah momen total} = 1,2 \times MD + 1,6 ML$$

$$= 1,2 \times 835,830 + 1,6 \times 717$$

$$= 2150,196 \text{ kg.m} = 2,150 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

➤ **Perhitungan Tulangan**

$$\text{Asumsi } \emptyset \text{ tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Asumsi } \emptyset \text{ tulangan sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$d = h - p - 0,5 \times \emptyset \text{ tul. utama} - \emptyset \text{ tul. Sengkang}$$

$$= 250 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 - 8$$

$$= 216 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \frac{2150196}{1000 \times 216^2} = 0,461 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - \frac{0,8 \rho f_y}{f_c} \right]$$

$$0,461 = \rho \times 0,8 \times 400 \times \left[1 - \frac{0,8 \rho \times 400}{35} \right]$$

$$0,461 = 320\rho - 2150,40\rho^2$$

$$\rho = 0,00145$$

$$\rho_{\min} = 0,0035 \quad \left. \vphantom{\rho_{\min}} \right\} \rho < \rho_{\min} \text{ , dipakai } \rho_{\min}$$

$$\rho_{maks} = 0,0564$$

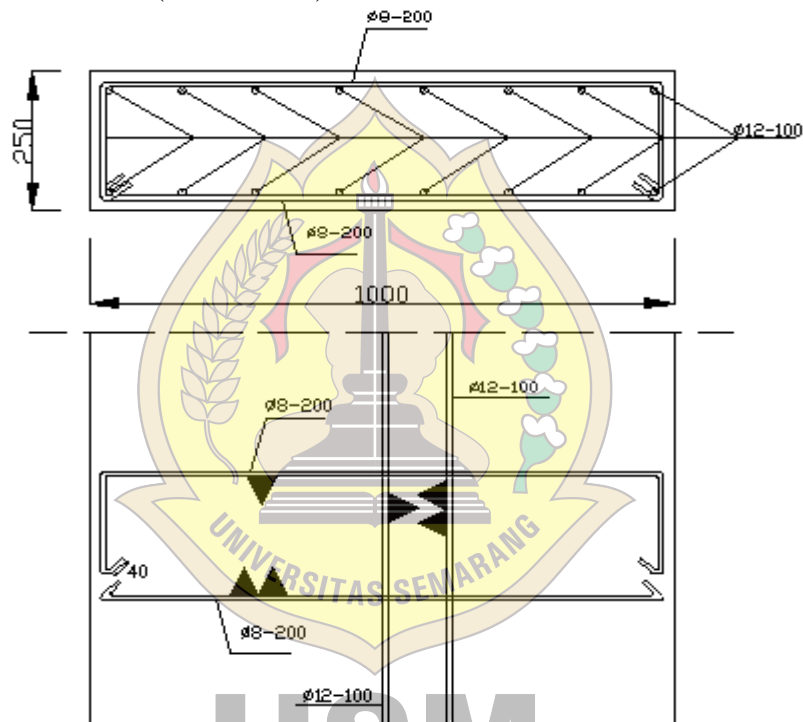
$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 216 = 756 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan D12-125, $A_s \text{ terpasang } 904,32 \text{ mm}^2 > 756 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pembagi} &= 0,2 \times A_s \text{ tulangan utama} \\ &= 0,2 \times 904,32 = 180,864 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

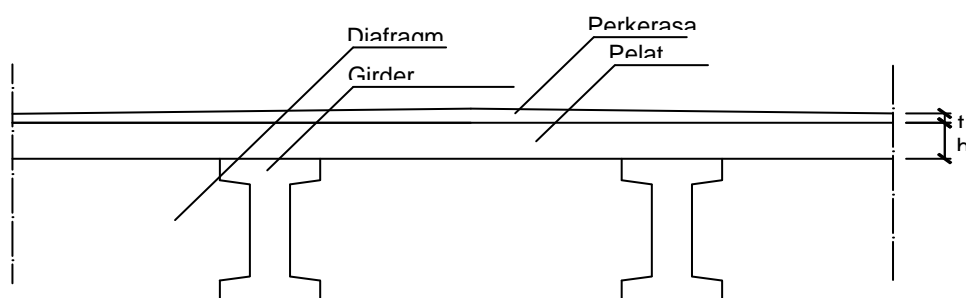
Jadi tulangan yang digunakan D8 – 200 ($A_s = 251,2 \text{ mm}^2$)

Gambar penulangan trotoar berdasarkan perhitungan di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini (Gambar 4.6).



Gambar 4.6 Penulangan Lantai Trotoar

4.3.3. Perencanaan Plat Jembatan



Gambar 4.7 Plat Lantai Jembatan

Direncanakan :

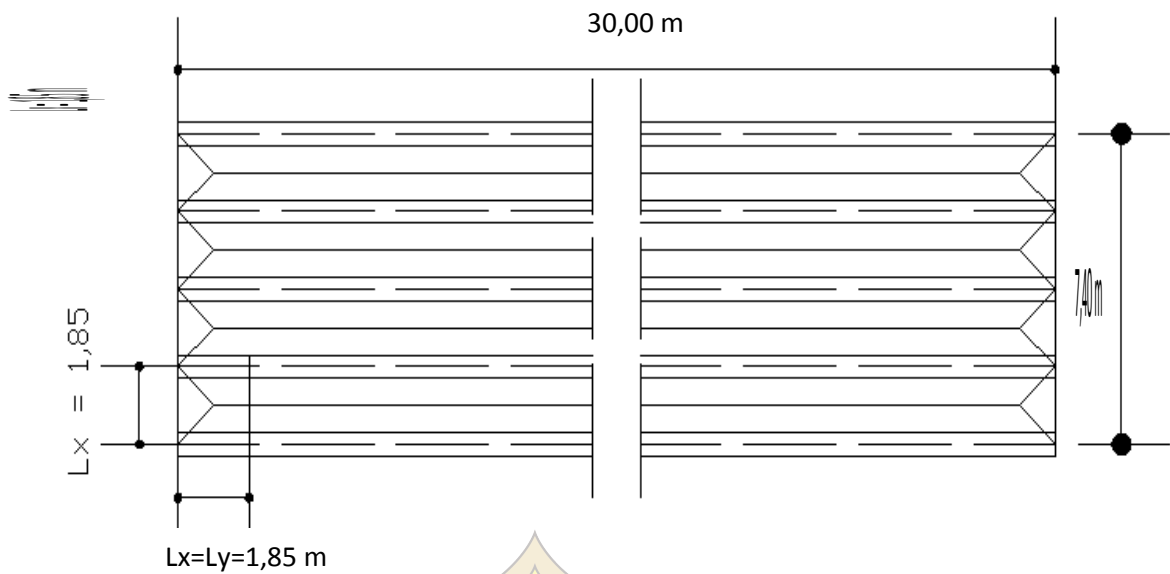
- Tebal pelat lantai kendaraan (h) = 25 cm
- Tebal aspal (t) = 5 cm
- Tebal lapisan air hujan (t_h) = 5 cm
- Mutu beton (f_c) = K-350 (f_c = 35 Mpa)
- Mutu baja (f_y) = 400Mpa (BJTD 40)
- Berat Jenis (BJ) beton = 2400 kg/m³
- Berat Jenis (BJ) aspal = 2200 kg/m³
- Berat Jenis (BJ) air hujan = 1000 kg/m³

a. Pembebanan Akibat Beban Mati

➤ **Beban mati (D) pada lantai kendaraan**

- Berat sendiri pelat = h x b x BJ beton = 0,25 x 1 x 2400 = 600 kg/m'
 - Berat aspal = t x b x BJ aspal = 0,05 x 1 x 2200 = 110 kg/m'
 - Berat air hujan = t_h x b x BJ air = 0,05 x 1 x 1000 = 50 kg/m'
- Σ Beban Mati (q_D) = Berat sendiri pelat + Berat aspal + Berat air hujan
= 600 + 110 + 50 = 760 kg/m'

Diasumsikan plat lantai menumpu pada dua sisi (arah l_y) dan terletak bebas pada dua sisi yang lain (arah l_x) terlihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Asumsi perletakan plat lantai jembatan

Dikarenakan kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan (diafragma) maka $L_y \sim$ diasumsikan nilai L_y sama dengan nilai L_x yaitu 1,85 meter.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{1,85}{1,85} = 1$$

Momen Plat Lantai

Untuk $\frac{L_y}{L_x} = 1$

nilai x berturut-turut: 24, 33 dan 69

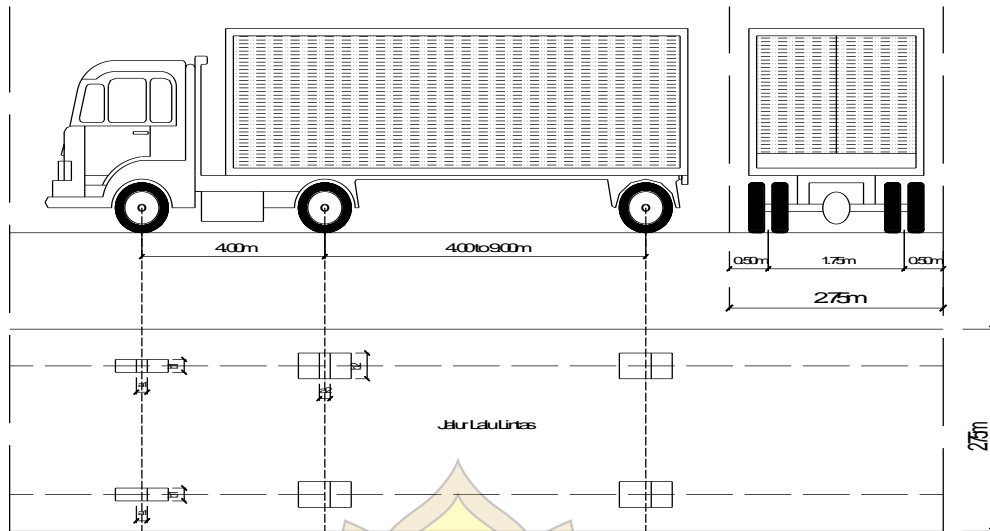
$$M_{lx} = 0,001 \cdot w_u \cdot l_x^2 \cdot x = 0,001 \times 760 \times 9^2 \times 24 = 1477,44 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot w_u \cdot l_x^2 \cdot x = 0,001 \times 760 \times 9^2 \times 33 = 2031,48 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot w_u \cdot l_x^2 \cdot x = 0,001 \times 760 \times 9^2 \times 69 = -4247,64 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = \frac{1}{2} M_{lx} - \frac{1}{2} M_{ly} = -2123,82 \text{ kgm}$$

b. Pembebanan Akibat Beban Hidup "T"



Gambar 4.9 Muatan T

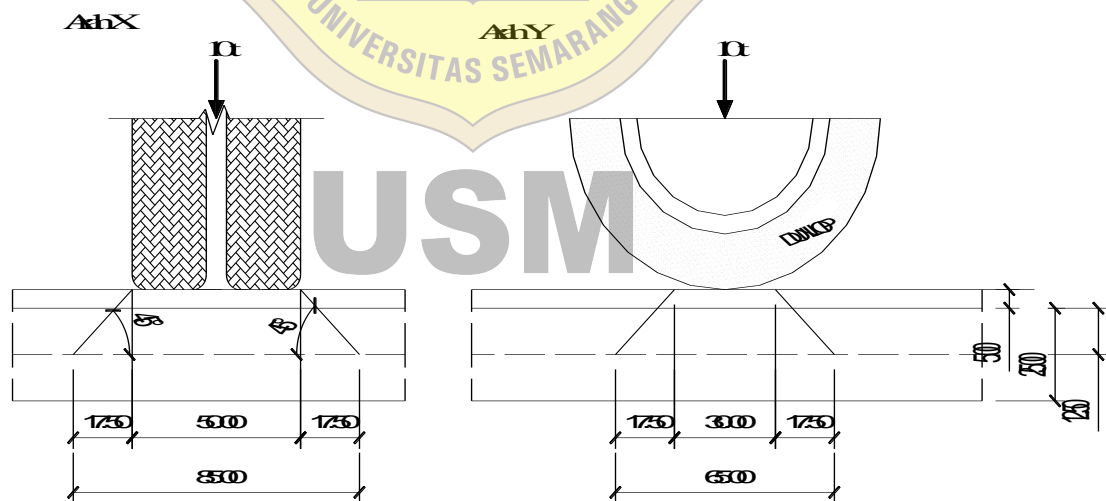
Untuk Beban 100%:

$a_1, a_2 = 30,00 \text{ cm}$

$b_1 = 12,50 \text{ cm}$

$b_2 = 50,00 \text{ cm}$

1) Kondisi 1 (satu roda ditengah plat)



Gambar 4.10 Kondisi Satu Roda di tengah Plat

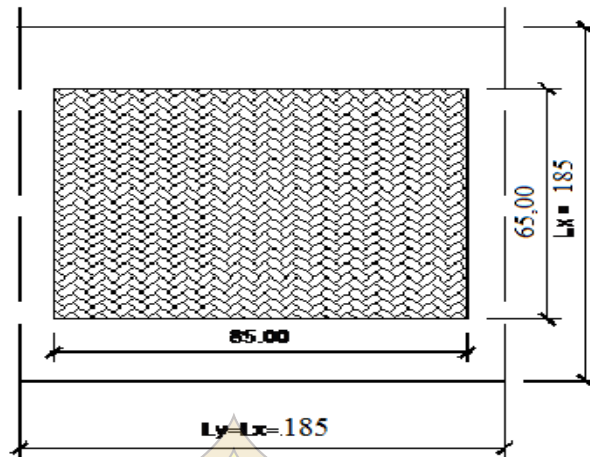
Beban roda : $T = 10 \text{ t} = 10000 \text{ kg}$

Bidang roda : $t_x = 50 + 2 (17,50) = 85 \text{ cm} = 0,85 \text{ m}$

$t_y = 30 + 2 (17,50) = 65 \text{ cm} = 0,65 \text{ m}$

Bidang kontak : $b_{xy} = 0,85 \times 0,65 = 0,553 \text{ m}^2$

Muatan T disebarikan : $T' = 10000 / 0,553 = 18099,548 \text{ kg/m}^2$



Gambar 4.11 Kondisi Satu Roda di tengah Plat (Tampak Atas)

- $t_x = 0,85 \text{ m}$ $\frac{t_x}{l_x} = \frac{0,85}{1,85} = 0,459$
- $t_y = 0,65 \text{ m}$ $\frac{t_y}{l_y} = \frac{0,65}{1,85} = 0,351$
- $l_x = 1,85 \text{ m}$
- $l_y = 1,85 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

$f_{xm} = 0,1444$

$f_{ym} = 0,0786$

Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

$$M_{xm} = f_{xm} \times T' \times t_x \times t_y$$

$$= 0,1444 \times 18099,548 \times 0,85 \times 0,65$$

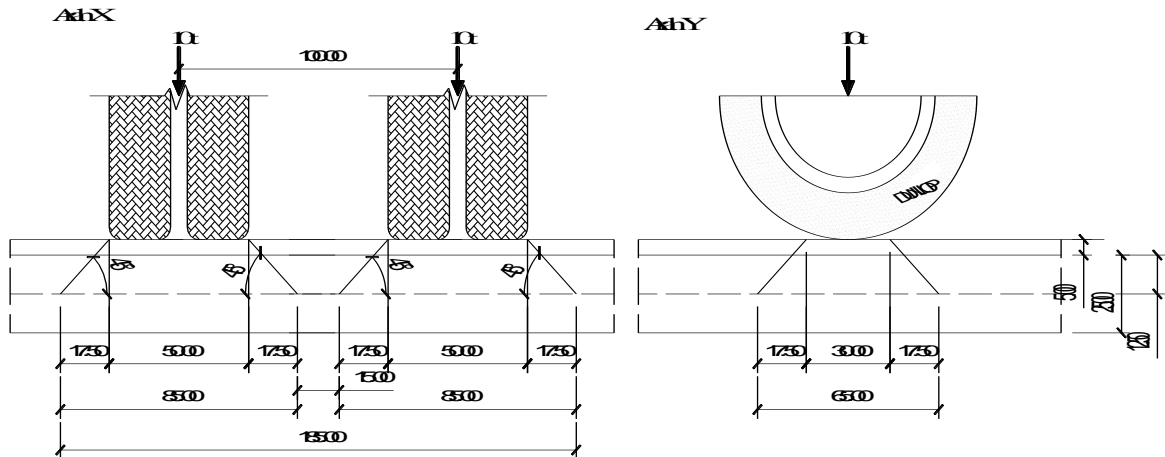
$$= 1444,000 \text{ kgm}$$

$$M_{ym} = f_{ym} \times T' \times t_x \times t_y$$

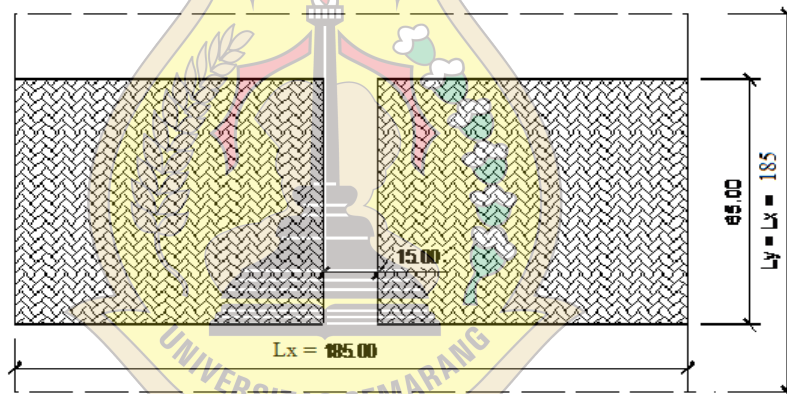
$$= 0,0786 \times 18099,548 \times 0,85 \times 0,65$$

$$= 786,000 \text{ kgm}$$

2) Kondisi 2 (Dua roda ditengah plat)

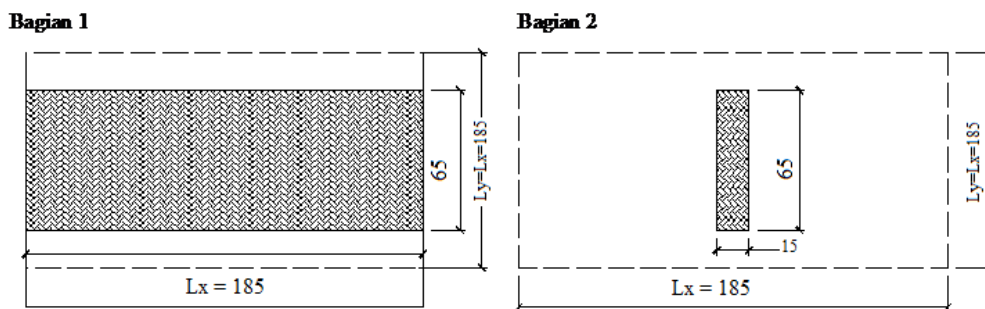


Gambar 4.12 Kondisi Dua Roda di tengah Plat



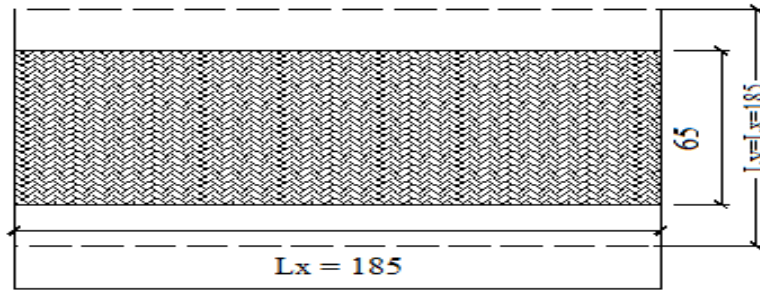
Gambar 4.13 Kondisi Dua Roda di tengah Plat (Tampak Atas)

Luas bidang kontak diatas dapat dihitung menjadi 2 bagian, yaitu :



Gambar 4.14 Kondisi Dua Roda di tengah plat (Dua Bagian)

✓ **Bagian 1**



Gambar 4.15 Bagian 1 dari Kondisi Dua Roda di tengah Plat

Muatan T disebarakan : $T' = 20000 / 1,203 = 16625,104 \text{ kg/m}^2$

- $t_x = 1,85 \text{ m}$ $\frac{t_x}{L_x} = \frac{1,85}{1,85} = 1$
- $t_y = 0,65 \text{ m}$
- $l_x = 1,85 \text{ m}$ $\frac{t_y}{L_x} = \frac{0,65}{1,85} = 0,351$
- $l_y = 1,85 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

$f_{xm} = 0,0897$

$f_{ym} = 0,0525$

Momen yang terjadi :

$$M_{xm1} = f_{xm} \times T' \times t_x \times t_y$$

$$= 0,0897 \times 16625,104 \times 1,85 \times 0,65$$

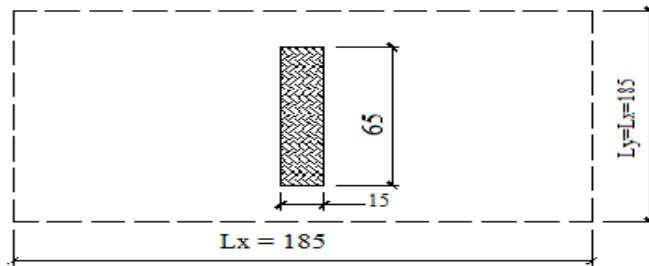
$$= 1793,254 \text{ kgm}$$

$$M_{ym1} = f_{ym} \times T' \times t_x \times t_y$$

$$= 0,0525 \times 16625,104 \times 1,85 \times 0,65$$

$$= 1043,25 \text{ kgm}$$

✓ **Bagian 2**



Gambar 4.16 Bagian 2 dari Kondisi Dua Roda di tengah Plat

Muatan T disebarakan : $T' = 20000 / 1,203 = 16625,104 \text{ kg/m}^2$

- $t_x = 0,15 \text{ m}$ $\frac{t_x}{L_x} = \frac{0,15}{1,85} = 0,075$
- $t_y = 0,65 \text{ m}$ $\frac{t_y}{L_x} = \frac{0,65}{1,85} = 0,325$
- $l_x = 1,85 \text{ m}$
- $l_y = 1,85 \text{ m}$

Dari tabel Bittner diperoleh :

$f_{x_m} = 0,2216$

$f_{y_m} = 0,0938$

Momen yang terjadi :

$$M_{x_{m2}} = f_{x_m} \times T' \times t_x \times t_y$$

$$= 0,2216 \times 16625,104 \times 0,15 \times 0,65$$

$$= 359,202 \text{ kgm}$$

$$M_{y_{m2}} = f_{y_m} \times T' \times t_x \times t_y$$

$$= 0,0938 \times 16625,104 \times 0,15 \times 0,65$$

$$= 152,045 \text{ kgm}$$

Momen maksimum pada kondisi 2 :

$M_{x_m} = M_{x_{m1}} - M_{x_{m2}} = 1793,254 - 359,202 = 1434,052 \text{ kgm}$

$M_{y_m} = M_{y_{m1}} - M_{y_{m2}} = 1043,250 - 152,040 = 891,210 \text{ kgm}$

Momen maksimum akibat beban hidup “T” diambil dari momen terbesar pada kondisi 1 dan kondisi 2

Momen maksimum pada kondisi 1 (satu roda ditengah pelat) :

$M_{x_m} = 1444,000 \text{ kgm}$

$M_{y_m} = 786,000 \text{ kgm}$

Momen maksimum pada kondisi 2 (dua roda berdekatan) :

$$M_{xm} = 1434,052 \text{ kgm}$$

$$M_{ym} = 891,210 \text{ kgm}$$

Dipilih *nilai momen yang terbesar.*

Untuk $M_{xm} = 1444,000 \text{ kgm}$

Untuk $M_{ym} = 891,210 \text{ kgm}$

Momen total yang terjadi pada pelat tengah akibat beban mati dan beban hidup adalah :

$$\begin{aligned} M_X &= M_{xDL} + M_{xLL} \\ &= 1477,440 + 1444,000 = 2921,440 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_Y &= M_{yDL} + M_{yLL} \\ &= 2031,480 + 891,210 = 2922,690 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_{tx} = -2123,82 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -4247,64 \text{ kgm}$$

c. Penulangan Pelat Jembatan

1) Penulangan Lapangan Arah X

$$M_x = 2921,440 \text{ kgm}$$

$$M_u = \frac{M}{\phi}$$

$$M_u = \frac{2921,440}{0,8} = 3651,8 \text{ kgm}$$

Diketahui:

Direncanakan tulangan D16

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$P = 40 \text{ mm}$$

nilai p (selimut beton) untuk pelat yang langsung berhubungan dengan tanah/cuaca dan ϕ tulangan utama $\leq 16\text{mm}$ maka nilai p diambil 40 mm.

$$\text{tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 250 - 40 - 0,5 \times 16 = 202 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{3651,8}{1 \times 0,202^2} = 89496,128 \text{ kg / m}^2 = 0,895 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{3653,36}{1 \times 0,202^2} = 89534,418 \text{ kg / m}^2 = 0,895 \text{ N/mm}^2$$

$$0,895 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

$$\rho = 0,00285$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0035 \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 202 \\ &= 707 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan $\emptyset 16 - 200$

$$A_s \text{ terpasang } 1004,8 \text{ mm}^2 > 707 \text{ mm}^2$$

2) Penulangan Lapangan Arah Y

$$M_x = 2922,690 \text{ kgm}$$

$$M_u = \frac{M}{\phi}$$

$$M_u = \frac{2922,69}{0,8} = 3653,3625 \text{ kgm}$$

Diketahui:

Direncanakan tulangan D16

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$p = 40 \text{ mm}$$

nilai p (selimut beton) untuk pelat yang langsung berhubungan dengan tanah/cuaca dan \emptyset tulangan utama $\leq 16\text{mm}$ maka nilai p diambil 40 mm.

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 250 - 40 - 0,5 \times 16 = 202 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{3653,36}{1 \times 0,202^2} = 89534,418 \text{ kg / m}^2 = 0,895 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{3653,36}{1 \times 0,202^2} = 89534,418 \text{ kg / m}^2 = 0,895 \text{ N/mm}^2$$

$$0,895 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

$$\rho = 0,00285$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0035 \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 202 = 707 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan $\emptyset 16 - 200$

As terpasang $1004,8 \text{ mm}^2 > 707 \text{ mm}^2$

3) Penulangan Tumpuan Arah X

$$M_x = -2123,82 \text{ kgm}$$

$$M_u = \frac{M}{\phi}$$

$$M_u = \frac{-2123,8}{0,8} = -2654,775 \text{ kgm}$$

Diketahui:

Direncanakan tulangan D16

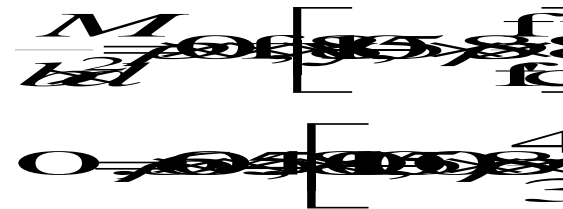
$$h = 250 \text{ mm}$$

$$p = 40 \text{ mm}$$

nilai p (selimut beton) untuk pelat yang langsung berhubungan dengan tanah/cuaca dan \emptyset tulangan utama $\leq 16\text{mm}$ maka nilai p diambil 40 mm.

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 250 - 40 - 0,5 \times 16 = 202 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{2654,77}{1 \times 0,202^2} = 65061,636 \text{ kg / m}^2 = 0,651 \text{ N/mm}^2$$



$$0,651 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

$$\rho = 0,00206$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0035 \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 202 \\ &= 707 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan Ø 16 – 200

As terpasang 1004,8 mm² > 707 mm²

4) Penulangan Tumpuan Arah X

$$M_x = -4247,82 \text{ kgm}$$

$$M_u = \frac{M}{\phi}$$

$$M_u = \frac{-4247,8}{0,8} = -5309,775 \text{ kgm}$$

Diketahui:

Direncanakan tulangan D16

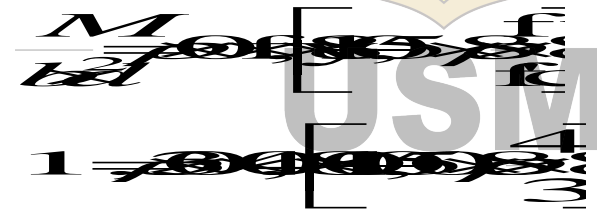
$$h = 250 \text{ mm}$$

$$p = 40 \text{ mm}$$

nilai p (selimut beton) untuk pelat yang langsung berhubungan dengan tanah/cuaca dan Ø tulangan utama ≤ 16mm maka nilai p diambil 40 mm.

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 250 - 40 - 0,5 \times 16 = 202 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{5309,775}{1 \times 0,202^2} = 130128,786 \text{ kg / m}^2 = 1,301 \text{ N/mm}^2$$



$$1,301 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

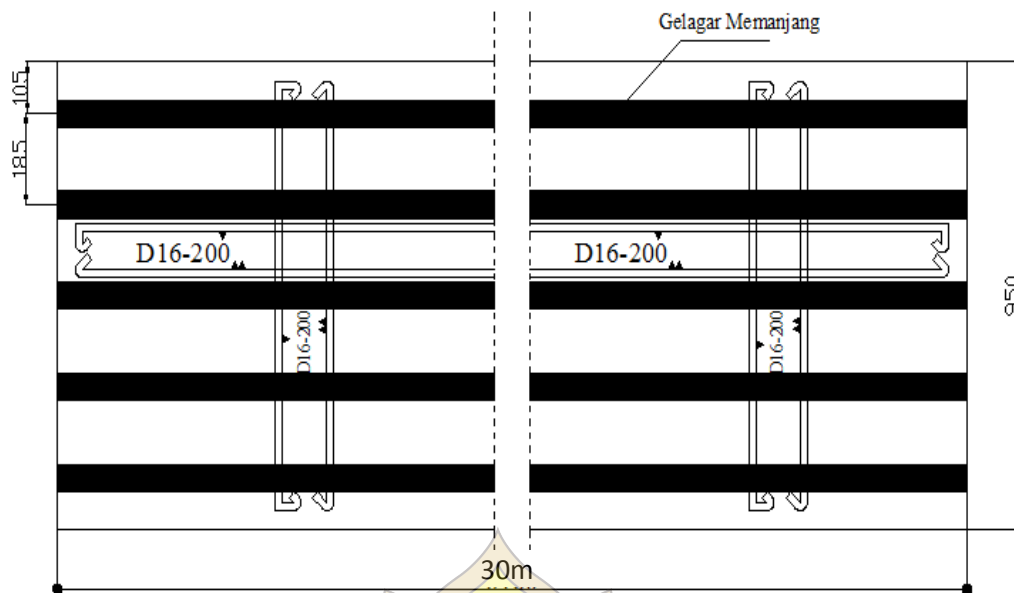
$$\rho = 0,0042$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0035 \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

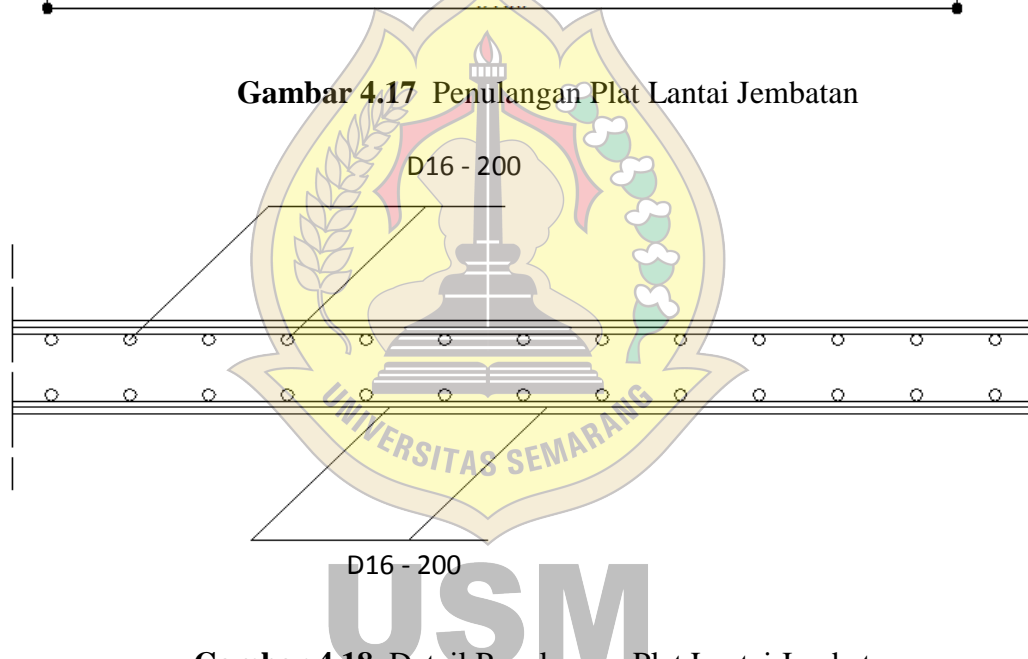
$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0042 \times 1000 \times 202 \\ &= 848,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan Ø 16 – 200

As terpasang 1004,8 mm² > 848,4



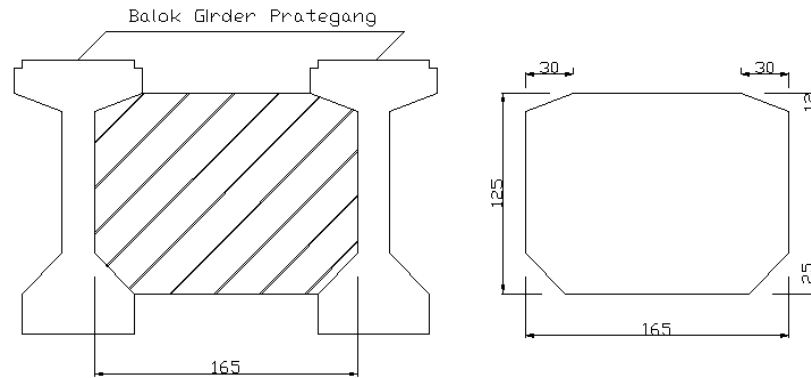
Gambar 4.17 Penulangan Plat Lantai Jembatan



Gambar 4.18 Detail Penulangan Plat Lantai Jembatan

4.3.4. Diafragma

Diafragma adalah elemen struktural pada jembatan dengan gelagar prategang berupa sebuah balok yang berfungsi sebagai pengaku atau pengikat berada diantara dua gelagar. Dalam pembebanannya, diafragma ini tidak menahan beban luar apapun kecuali berat sendiri balok diafragma tersebut. Dikarenakan diafragma adalah beton precast maka dalam kasus pembebanannya ditinjau menjadi dua kasus yaitu pembebanan pada saat pengangkatan atau ketika telah terpasang dan pada saat penumpukan atau diafragma posisi merebah.



Gambar 4.19 Diafragma

Direncanakan :

- Tinggi balok (h) = 1250 mm
- Mutu beton = K-225 (f ' c = 22,5 Mpa)
- Mutu Besi Beton = BJTP 24 (fy =240 Mpa)
- Berat jenis beton (BJ) = 2400 kg/m³
- Tebal balok (b) = 150 mm
- Tebal penutup beton = 30 mm
- φ tulangan = 16 mm
- φ sengkang = 12 mm
- tinggi efektif (d) = h - p - φ sengkang - 0.5 φ tulangan
 = 1250 - 30 - 12 - 0,5 x 16
 = 1200 mm

Beban Merata Akibat Berat Sendiri Balok

$$Q_d = 1,2 \times 1,25 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m}$$

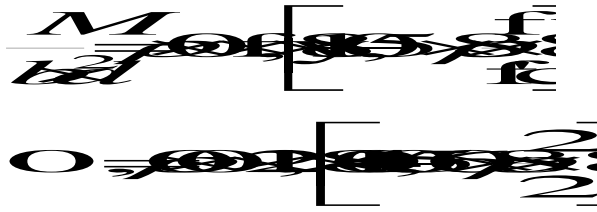
a) Penulangan Akibat beban sendiri saat pengangkatan dan saat diafragma sudah terpasang

Tulangan Utama :

$$M = 1/8 (Q_d \times l^2) = 1/8 (540 \times 1,65^2) = 183,769 \text{ kgm} = 1837690 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \frac{M}{\phi} = \frac{1837690}{0,8} = 2297112,5 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{2297112,5}{150 \times 1200^2} = 0,0106 \text{ N/mm}^2$$



$$0,0106 = 192 \rho - 1204,224\rho^2$$

$$\rho = 6,3 \times 10^{-5}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0362 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0058 \times 150 \times 1200 = 1044 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan 6Ø 16

As tulangan yang terpasang = 1205,76 mm² > 1044 mm²

b) Penulangan Akibat beban sendiri saat penumpukan (penyimpanan) atau posisi merebah.

Perhitungan diafragma dalam kondisi merebah menggunakan perhitungan momen untuk plat.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{1,65}{1,25} = 1,32$$

Nilai x berdasarkan $\frac{L_y}{L_x}$ berturut – turut : 49, 32, 97

Momen diafragma :

$$M_{ly} = 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot x = 0,001 \times 540 \times 1,25^2 \times 49 = 41,344 \text{ kgm} = 413440 \text{ Nmm}$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot x = 0,001 \times 540 \times 1,25^2 \times 32 = 27,00 \text{ kgm} = 270000 \text{ Nmm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot x = -0,001 \times 540 \times 1,25^2 \times 97 = -81,844 \text{ kgm} = -818440 \text{ Nmm}$$

$$M_{lx} = \frac{1}{2} M_{ty} = \frac{1}{2} \times -81,844 = -40,922 \text{ kgm} = -409220 \text{ Nmm}$$

Tulangan Lapangan Arah y

Direncanakan tulangan Ø12

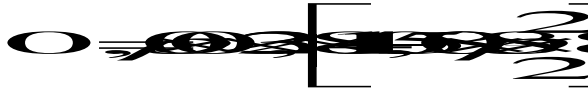
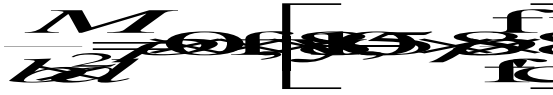
Diketahui :

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$p = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 150 - 30 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{413440}{1000 \times 114^2} = 0,0318 \text{ N/mm}^2$$



$$0,0318 = 192 \rho - 1204,224\rho^2$$

$$\rho = 1,674 \times 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0362 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 114 = 661,20 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan $\varnothing 12-150$

As tulangan yang terpasang = $791,28 \text{ mm}^2 > 661,20 \text{ mm}^2$

Tulangan Lapangan Arah x

Direncanakan tulangan $\varnothing 12$

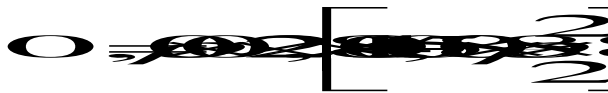
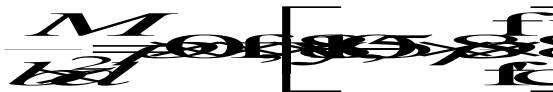
Diketahui:

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$p = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif (d)} = h - p - 0,5D = 150 - 30 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{270000}{1000 \times 114^2} = 0,0208 \text{ N/mm}^2$$



$$0,0208 = 192 \rho - 1204,224\rho^2$$

$$\rho = 1,091 \times 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0362 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 114 = 661,20 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan Ø12-150

As yang terpasang = 791,28 mm² > 661,20 mm²

Tulangan Tumpuan Arah y

Direncanakan tulangan Ø12

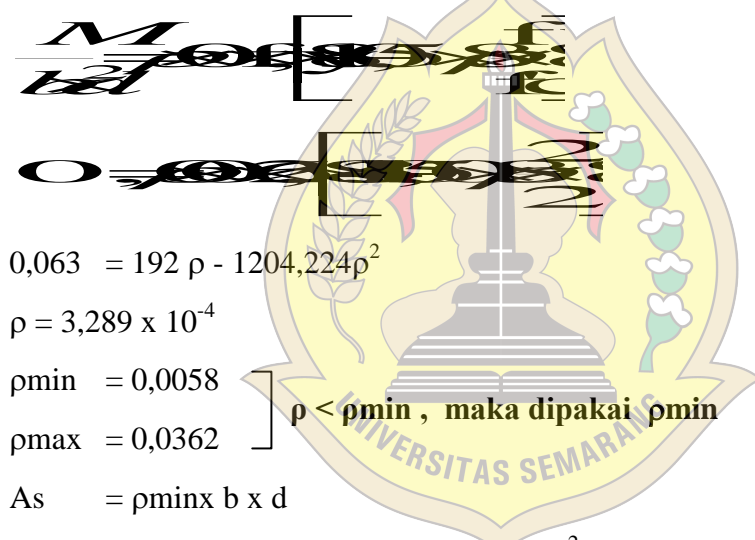
Diketahui:

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$p = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - p - 0,5D = 150 - 30 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{818441}{1000 \times 114^2} = 0,063 \text{ N/mm}^2$$



$$0,063 = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

$$\rho = 3,289 \times 10^{-4}$$

$$\rho_{\min} = 0,0058$$

$$\rho_{\max} = 0,0362$$

$\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}

$$As = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0058 \times 1000 \times 114 = 661,20 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan Ø12-150

As yang terpasang = 791,28 mm² > 661,20 mm²

Tulangan Tumpuan Arah x

Direncanakan tulangan D12

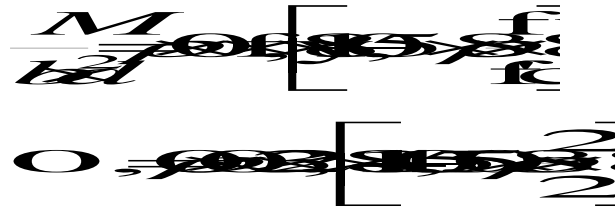
Diketahui:

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$p = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - p - 0,5D = 150 - 30 - 0,5 \times 12 = 114 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{409221}{1000 \times 114^2} = 0,0315 \text{ N/mm}^2$$



$$0,0315 = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

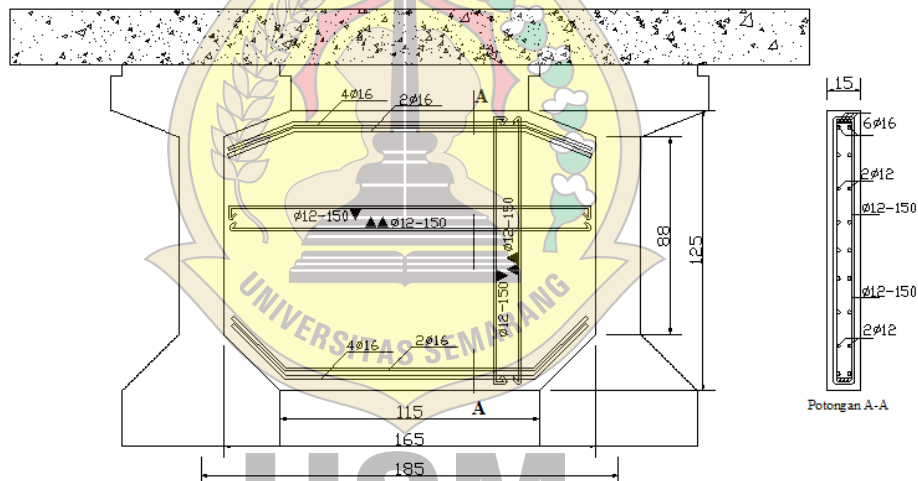
$$\rho = 1,83 \times 10^{-4}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0362 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0058 \times 1000 \times 114 = 661,20 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan $\phi 12-150$

$$A_s \text{ yang terpasang} = 791,28 \text{ mm}^2 > 661,20 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.20 Penulangan Diafragma

4.3.5. Gelagar Memanjang (Balok Pratekan)

4.3.5.1. Perhitungan Gelagar

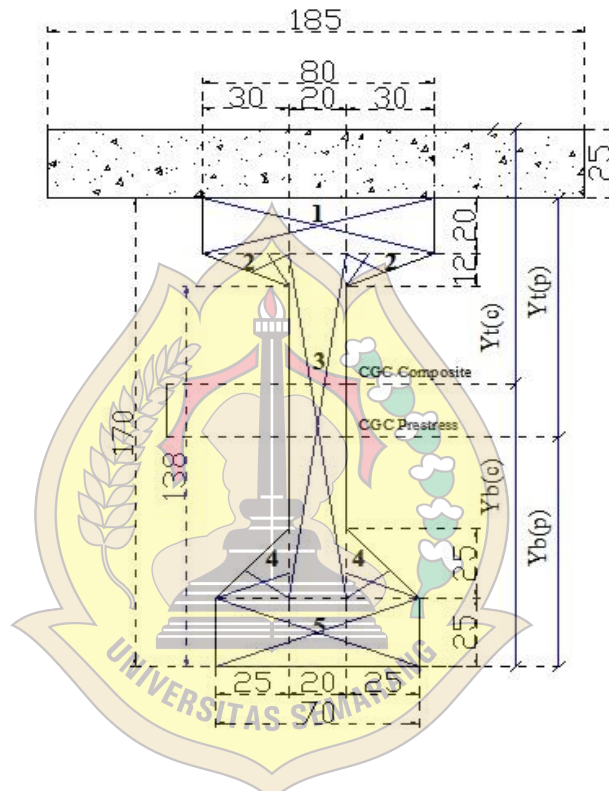
Fungsi utama gelagar memanjang prategang adalah untuk menahan gaya lentur yang ditimbulkan oleh beban – beban di atasnya.

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton prategang (} f'c \text{)} = \text{K} - 500 \text{ (} f'c = 50 \text{ Mpa) .}$$

$$\text{Berat jenis beton (BJ)} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Tinggi (H)	= 1700 mm
Tebal balok (t)	= 700 mm
Mutu baja (fy)	= BJTD 40 (fy = 400 Mpa)
Type kabel prategang	= Uncoated Seven-wire Stress-relieved High Grade Low Relaxation ASTM A-416
Pengukuran	= Sistem Freyssinet



Gambar 4.21 Gelagar Prategang

Spesifikasi :

Jenis balok	= Balok - I
Komposit / Non Komposit	= Komposit
Panjang balok (Lb)	= 30 m
Bentang balok (L)	= 7,0 m
Kelengkungan (r)	= 0 m
Jarak balok (s)	= 1,85 m
Tebal Plat (hslb)	= 0,25 m
Tebal Aspal (tasp)	= 0,05 m

4.3.5.2. Bahan

Tabel 4.2 Spesifikasi Bahan Beton

	Balok	Pelat
Mutu Beton	K-500 (kg/cm ²)	K-350 (kg/cm ²)
$f'c = (0,76+0,2 \times \log(Tbk/150)) \times Tbk$ (Kondisi Akhir)	432,29 kg/cm ²	291,715 kg/cm ²
$f'ci = 0,85 \times f'c$ (kondisi Awal)	367,45 kg/cm ²	247,957 kg/cm ²
(Sumber : WIKA BETON)		
Modulus elastic (Ec)	3,40+05 kg/cm ²	2,84E+05 kg/cm ²
Reduksi Lentur (Φ)	0,8	
Berat Jenis	2400kg/m ³	2400kg/m ³
Tegangan Ijin Girder		
Kondisi Awal (Kondisi Transfer)		
Tegangan Tekan ($fci = -0,60 \times f'ci$)	-220,466 kg/cm ²	-148,774 kg/cm ²
Tegangan Tarik ($fti = 0,50 \times \sqrt{f'ci}$)	9,58 kg/cm ²	7,873 kg/cm ²
Kondisi Akhir (Kondisi Servis)		
Tegangan Tekan ($fc = -0,45 \times f'c$)	-194,530 kg/cm ²	-131,272 kg/cm ²
Tegangan Tarik ($ft = 0,50 \times \sqrt{f'c}$)	10,396 kg/cm ²	8,54 kg/cm ²

b. Baja Tulangan

Diameter < 13 mm BjTp – 24, fy = 2400 kg/cm²

Diameter > 13 mm BjTd – 40, fy = 4000 kg/cm²

Modulus Elastisitas Es = 2,10E+06 kg/cm²

4.3.5.3. Gelagar Precast (Sebelum Komposit) Central Gravity of Concrete (cgc)

Perhitungan letak cgc pada sumbu x adalah dengan rumus :

$$Yb = \frac{\sum M statis}{\sum A}$$

dimana :

Y_b = Jarak letak sumbu x dari alas balok girder (cm)

A = Luas balok prategang (cm^2)

Y_i = Jarak titik berat balok terhadap alas balok girder (cm)

M_{statis} = Perkalian antara luas (A) dengan jarak y_i (cm^3)

Tabel 4.3 Perhitungan Gelagar Prategang

Bagian	Luas (A)	Jarak Y_i	M statis
1	1600	160	256000
2	360	142	51120
3	2500	87.5	218750
4	625	33.3	20833.33333
5	1750	12.5	21875
Σ	6835		568578.3333

Bagian	I	Luas thd x	I_x
I	53333.333	9440552.189	9493885.523
II	2880.000	1420402.107	1423282.107
III	3255208.33	46520.105	3301728.438
IV	21701.389	1553323.681	1575025.070
V	91145.833	8743966.780	8835112.613
	ΣI_x		24629033.751

Contoh Perhitungan (no.5) :



Y_i (diukur dari titik dasar balok ke titik berat bangun) = 12,5 cm

$M_{\text{statis}} = A \times Y_i = 1750 \times 12,5 = 21875$

$Y_b(p) = \frac{\Sigma M_{\text{statis}}}{\Sigma A} = \frac{568578,3333}{6835} = 83,1863\text{cm}$

$Y_t(p) = 170 - 83,1863 = 86,8137\text{ cm}$

Momen Inersia Sumbu x (I_x)

Perhitungan momen inersia terhadap sumbu x balok girder digunakan rumus :

$$I_x = \frac{1}{12}b \cdot h^3 + A \cdot Y^2 \text{ (persegi)}$$

$$I_x = \frac{1}{36}b \cdot h^3 + A \cdot Y^2 \text{ (segitiga)}$$

dimana :

I_x = Momen inersia sumbu x (cm^4)

b = Lebar bagian balok yang ditinjau (cm)

h = Tinggi bagian balok yang ditinjau (cm)

A = Luas bagian balok yang ditinjau (cm^2)

Y = Jarak titik berat balok terhadap alas balok girder (cm)

Dibawah ini contoh perhitungan pada no.5 :



$$I_x = \text{Luas thd } x + I = 8743966,780 + 91145,833 = 8835112,613 \text{ cm}^4$$

Statis Momen

Perhitungan statis momen balok girder digunakan rumus :

$$W = \frac{\sum I_x}{Y}$$

dimana: W = Statis momen (cm^3)

$\sum I_x$ = Momen inersia penampang (cm^4)

Y = Jarak titik yang ditinjau terhadap sumbu x (cm)

$$W_b = \frac{\sum I_x}{Y_b} = \frac{24629033,751}{83,1863} = 296070,7923 \text{ cm}^3$$

$$W_t = \frac{\sum I_x}{Y_t} = \frac{24629033,751}{86,8137} = 283699,851 \text{ cm}^3$$

Penentuan Batas Inti Balok Prategang (kern)

$$K_t = \left(\frac{\sum I_x}{\sum A} \right)^{0,5} / Y_b$$

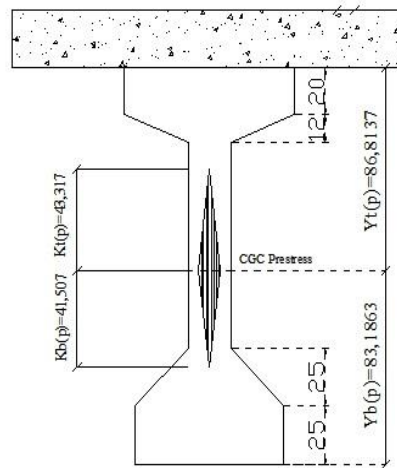
$$= \left(\frac{24629033,751}{6835} \right)^{0,5} / 83,1863$$

$$= 43,317 \text{ cm}$$

$$K_b = \sum M_{\text{statis}} / (\sum A \cdot Y_t)$$

$$= 568578,3333 / (6835 \times 86,8)$$

$$= 41,507 \text{ cm}$$



Gambar 4.22 Daerah Aman Kabel Gelagar Prategang

4.3.5.4. Gelagar Komposit

Direncanakan :

Modulus elastis girder $E_c = 3,40E+05 \text{ kg/cm}^2$

modulus elastis plat $E_{cp} = 2,84E+05 \text{ kg/cm}^2$

rasio modulus $n_c = E_{cp} / E_c = 0,837$

Luas plat lantai = $185 \times 25 = 4625 \text{ cm}^2$

Luas plat lantai ekuivalen dengan luas beton precast :

$$A_{\text{ekivalen}} = A_{\text{plat}} \times n_c = 4625 \times 0,837 = 3871,125 \text{ cm}^2$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{ekivalen}}}{h_{\text{slb}}} = \frac{3871,125}{25} = 154,845 \text{ cm} = 1548,45 \text{ mm}$$

b_{eff} maximum = 1850 mm (jarak bersih antar balok)

Central Gravity of Concrete (cgc)

Perhitungan letak cgc pada sumbu x adalah dengan rumus :

$$Y_b = \frac{\sum M_{\text{statis}}}{\sum A}$$

dimana :

Y_b = Jarak letak sumbu x dari alas balok girder (cm)

A = Luas balok prategang (cm^2)

Y_i = Jarak titik berat balok terhadap alas balok girder (cm)

M_{statis} = Perkalian antara luas (A) dengan jarak y_i (cm^3)

Tabel 4.4 Perhitungan Gelagar Komposit

No	b	h	Ac (cm ²)	Y (cm)	A.Y (cm ³)	Y-Yb	Ix (cm ⁴)
1	80	20	1600	160	256000	41.33	2786403.6
2	30	12	360	142	51120	23.33	200264
3	20	125	2500	87.5	218750	-31.17	5684130.6
4	25	25	625	33.3	20812.5	-85.37	4587575.1
5	70	25	1750	12.5	21875	-106.2	19817266
Pelat	152	25	3800	182.5	693500	63.83	15680138
Σ			10635		1262057.5		48755778

$$Y_b = \frac{\Sigma M \text{ statis}}{\Sigma A}$$

$$= \frac{1262057.5}{10635}$$

$$= 118,67 \text{ cm}$$

$$Y_t = Y - Y_b$$

$$= 195 - 118,67 = 76,33 \text{ cm}$$

Momen Inersia Balok Komposit (I_k')

Perhitungan momen inersia terhadap sumbu x balok girder digunakan rumus :

$$I_k' = \frac{1}{12}b \cdot h^3 + A \cdot Y^2 \text{ (persegi)}$$

$$I_k' = \frac{1}{36}b \cdot h^3 + A \cdot Y^2 \text{ (segitiga)}$$

dimana :

I_k' = Momen inersia sumbu x (cm⁴)

b = Lebar bagian balok yang ditinjau (cm)

h = Tinggi bagian balok yang ditinjau (cm)

A = Luas bagian balok yang ditinjau (cm²)

Y = Jarak titik berat balok terhadap alas balok girder (cm)

Dibawah ini contoh perhitungan pada no.5 :



$$I_k' = \text{Luas thd } x + I = 15482221.82 + 91145,833 = 15680138\text{cm}^4$$

Statis Momen

Perhitungan statis momen balok girder digunakan rumus :

$$W = \frac{\sum I_k'}{Y'}$$

dimana: W = Statis momen (cm^3)

I_k' = Momen inersia penampang komposit (cm^4)

Y' = Jarak titik yang ditinjau terhadap sumbu x (cm)

$$W_b = \frac{\sum I_k'}{Y_{b'}} = \frac{48755778}{118,67} = 410851,757 \text{ cm}^3$$

$$W_t = \frac{\sum I_k'}{Y_{t'}} = \frac{48755778}{76,33} = 638749,876 \text{ cm}^3$$

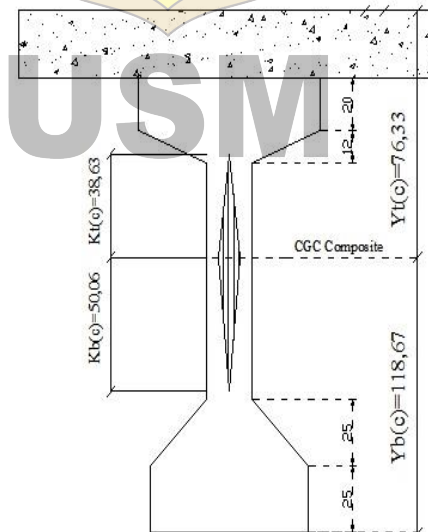
Penentuan Jari-jari Inersia (i^2)

$$i^2 = \frac{\sum I_k'}{A_k'} = \frac{48755778}{10635} = 4584,464 \text{ cm}^2$$

Penentuan Batas Inti Balok Prategang (kern)

$$\text{Bagian atas, } K_t = \frac{i^2}{Y_b} = \frac{4584,464}{118,67} = 38,63 \text{ cm}$$

$$\text{Bagian bawah, } K_b = \frac{i^2}{Y_t} = \frac{4584,464}{76,33} = 50,06 \text{ cm}$$



Gambar 4.23 Daerah Aman Kabel Gelagar Komposit

4.3.5.5. Pembebanan Balok Prategang

➤ Beban Mati

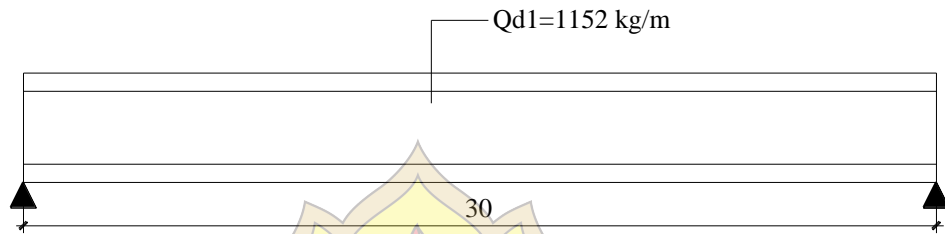
1. Berat sendiri balok (Q_{D1})

$$Q_{D1} = A_{\text{balok}} \times \text{BJ beton}$$

$$= 0,480 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{UD1} = 1,2 \times Q_{D1}$$

$$= 1,2 \times 1152 \text{ kg/m' } = 1382,4 \text{ kg/m'}$$



Gambar 4.24 Pembebanan Akibat Berat Sendiri Balok

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma M_B = 0$$

$$L \times R_A - 0,5 \times Q_{UD1} \times L^2 = 0$$

$$30 \times R_A - 0,5 \times 1382,4 \times 30^2 = 0$$

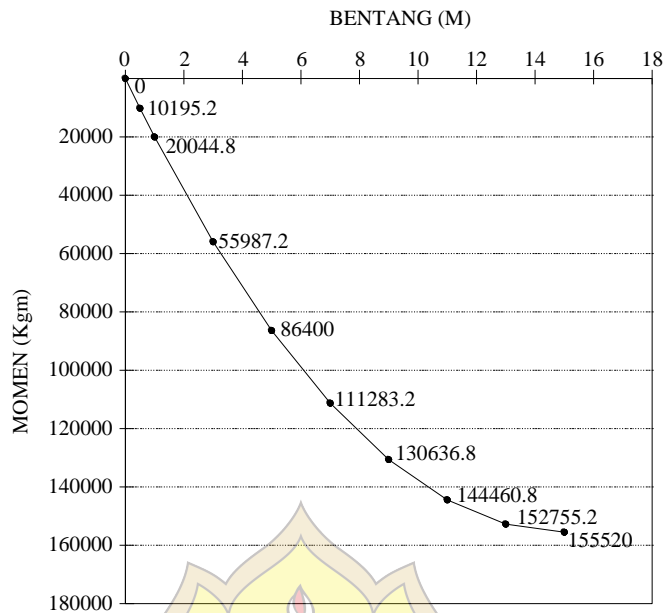
$$R_A = 20736 \text{ kg}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_x = R_A \cdot x - \frac{1}{2} \cdot Q_{UD1} \cdot x^2$$

$$M_x = 20736 x - 691,2 x^2$$

M_0	=	(20736	x	0)	-	(691,2	x	0	²)	=	0	kgm
$M_{0,5}$	=	(20736	x	0,5)	-	(691,2	x	0,5	²)	=	10195.2	kgm
M_1	=	(20736	x	1)	-	(691,2	x	1	²)	=	20044.8	kgm
M_3	=	(20736	x	3)	-	(691,2	x	3	²)	=	55987.2	kgm
M_5	=	(20736	x	5)	-	(691,2	x	5	²)	=	86400	kgm
M_7	=	(20736	x	7)	-	(691,2	x	7	²)	=	111283.2	kgm
M_9	=	(20736	x	9)	-	(691,2	x	9	²)	=	130636.8	kgm
M_{11}	=	(20736	x	11)	-	(691,2	x	11	²)	=	144460.8	kgm
M_{13}	=	(20736	x	13)	-	(691,2	x	13	²)	=	152755.2	kgm
M_{15}	=	(20736	x	15)	-	(691,2	x	15	²)	=	155520	kgm



Gambar 4.25 Gravik momen akibat beban sendiri balok

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$$D_x = R_A - q_{UD1} \cdot x$$

$$D_x = 20736 - 1382,4 \cdot x$$

$$D_0 = 20736 - (1382,4 \times 0) = 20736 \text{ kg}$$

$$D_{0,5} = 20736 - (1382,4 \times 0,5) = 20044.8 \text{ kg}$$

$$D_1 = 20736 - (1382,4 \times 1) = 19353.6 \text{ kg}$$

$$D_3 = 20736 - (1382,4 \times 3) = 16588.8 \text{ kg}$$

$$D_5 = 20736 - (1382,4 \times 5) = 13824 \text{ kg}$$

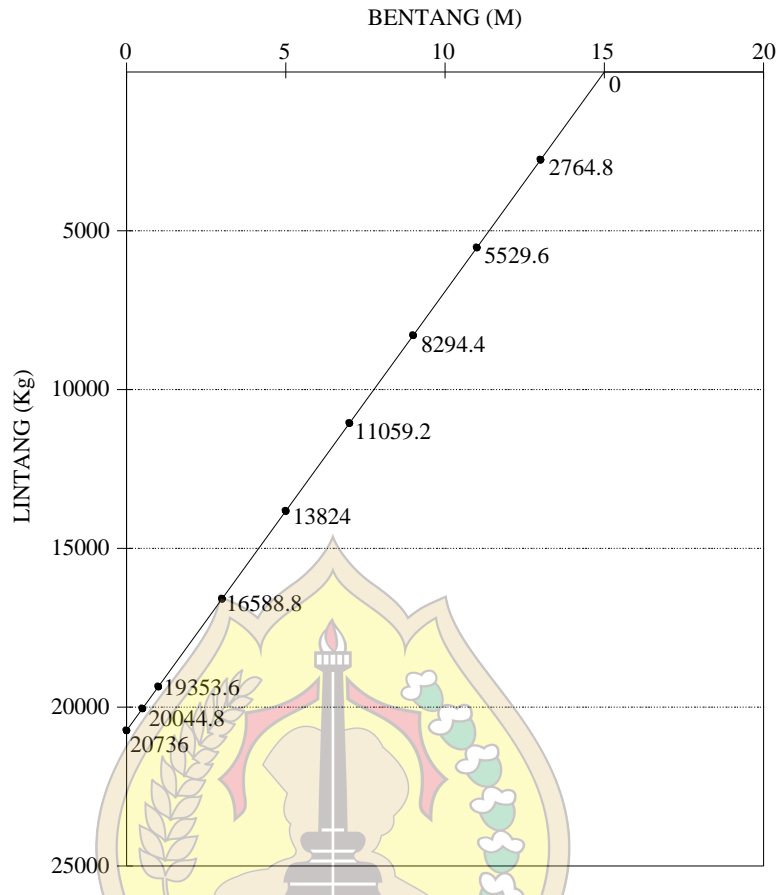
$$D_7 = 20736 - (1382,4 \times 7) = 11059.2 \text{ kg}$$

$$D_9 = 20736 - (1382,4 \times 9) = 8294.4 \text{ kg}$$

$$D_{11} = 20736 - (1382,4 \times 11) = 5529.6 \text{ kg}$$

$$D_{13} = 20736 - (1382,4 \times 13) = 2764.8 \text{ kg}$$

$$D_{15} = 20736 - (1382,4 \times 15) = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.26 Grafik Gaya Lintang Akibat Beban Sendiri Balok

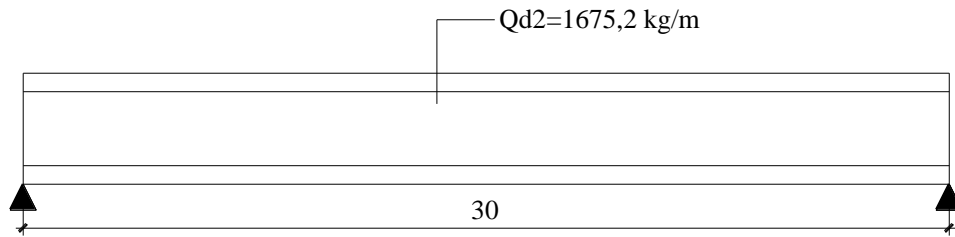
2. Beban mati tambahan (Q_{D2})

Beban mati tambahan terdiri atas ;

- Berat Pelat Beton $q_{\text{plat}} = b \times h \times B_{\text{beton}}$
 $= 1,85 \times 0,25 \times 2400 = 1100 \text{ kg/m'}$
 - Berat Lapisan Aspal $q_{\text{aspal}} = b \times t \times B_{\text{aspal}}$
 $= 1,85 \times 0,05 \times 2200 = 203,5 \text{ kg/m'}$
 - Berat air hujan $q_{\text{air}} = b \times t_h \times B_{\text{air}}$
 $= 1,85 \times 0,05 \times 1000 = 92,5 \text{ kg/m}$
- $Q_{D2} = 1396 \text{ kg/m'}$

$$Q_{UD2} = 1,2 \times q_{D2}$$

$$= 1,2 \times 1396 \text{ kg/m'} = 1675,2 \text{ kg/m'}$$



Gambar 4.27 Pembebanan Akibat Berat Mati Tambahan

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma M_B = 0$$

$$L \times R_A - 0.5 \times q_{UD2} \times L^2 = 0$$

$$30 \times R_A - 0.5 \times 1675,2 \times 30^2 = 0$$

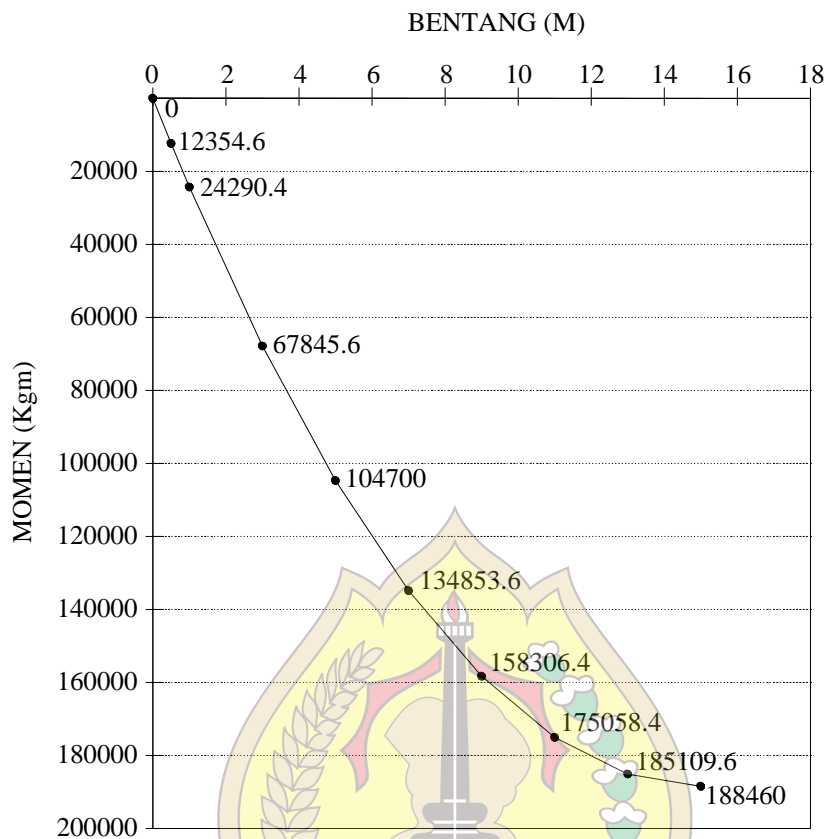
$$R_A = 25128 \text{ kg}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_X = R_A \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q_{UD2} \cdot x^2$$

$$M_X = 25128 x - 837,6 x^2$$

M_0	=	(25128	x	0)	-	(837,6	x	0	²)	=	0	kgm
$M_{0,5}$	=	(25128	x	0,5)	-	(837,6	x	0,5	²)	=	12354.6	kgm
M_1	=	(25128	x	1)	-	(837,6	x	1	²)	=	24290.4	kgm
M_3	=	(25128	x	3)	-	(837,6	x	3	²)	=	67845.6	kgm
M_5	=	(25128	x	5)	-	(837,6	x	5	²)	=	104700	kgm
M_7	=	(25128	x	7)	-	(837,6	x	7	²)	=	134853.6	kgm
M_9	=	(25128	x	9)	-	(837,6	x	9	²)	=	158306.4	kgm
M_{11}	=	(25128	x	11)	-	(837,6	x	11	²)	=	175058.4	kgm
M_{13}	=	(25128	x	13)	-	(837,6	x	13	²)	=	185109.6	kgm
M_{15}	=	(25128	x	15)	-	(837,6	x	15	²)	=	188460	kgm



Gambar 4.28 Grafik Momen Akibat Beban Mati Tambahan

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$$D_x = R_A - q_{UD2} \cdot x$$

$$D_x = 25128 - 1675,2 \cdot x$$

$$D_0 = 25128 - (1675,2 \times 0) = 25128 \text{ kg}$$

$$D_{0,5} = 25128 - (1675,2 \times 0,5) = 24290.4 \text{ kg}$$

$$D_1 = 25128 - (1675,2 \times 1) = 23452.8 \text{ kg}$$

$$D_3 = 25128 - (1675,2 \times 3) = 20102.4 \text{ kg}$$

$$D_5 = 25128 - (1675,2 \times 5) = 16752 \text{ kg}$$

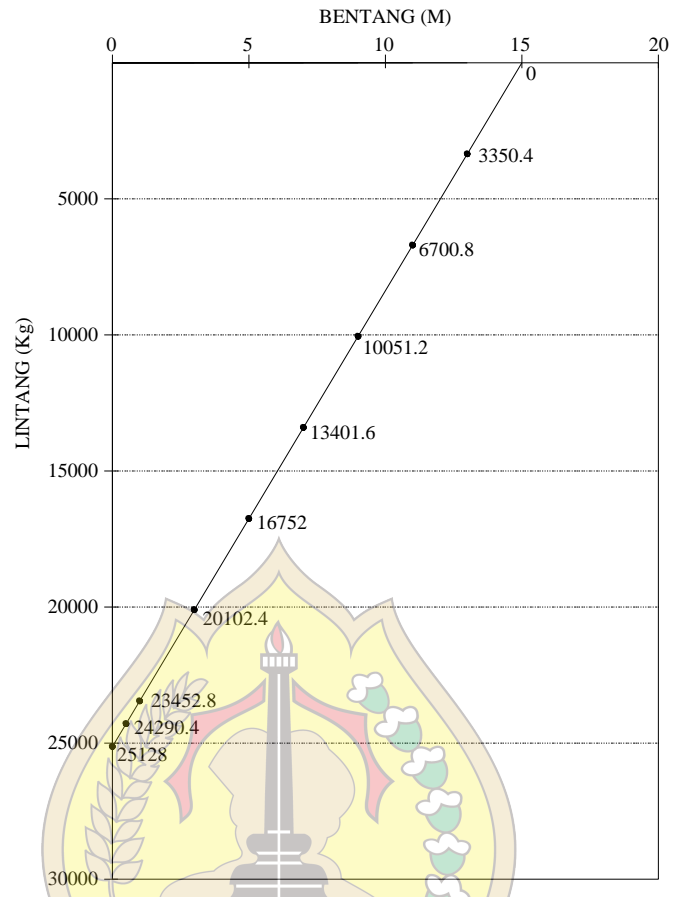
$$D_7 = 25128 - (1675,2 \times 7) = 13401.6 \text{ kg}$$

$$D_9 = 25128 - (1675,2 \times 9) = 10051.2 \text{ kg}$$

$$D_{11} = 25128 - (1675,2 \times 11) = 6700.8 \text{ kg}$$

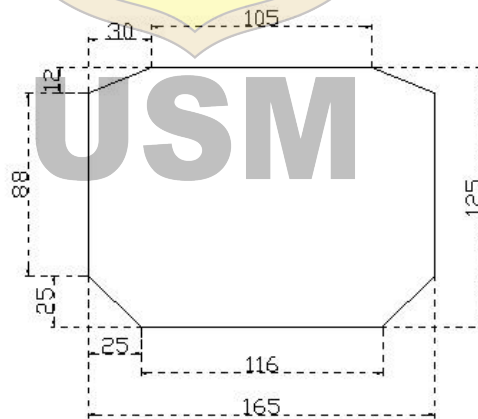
$$D_{13} = 25128 - (1675,2 \times 13) = 3350.4 \text{ kg}$$

$$D_{15} = 25128 - (1675,2 \times 15) = 0 \text{ kg}$$



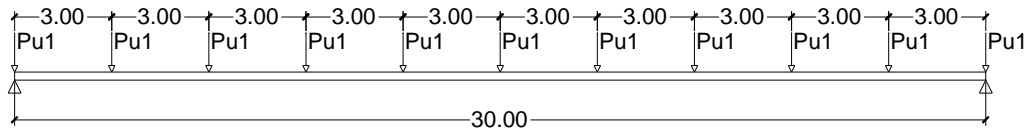
Gambar 4.29 Grafik Gaya Lintang Akibat Beban Mati Tambahan

3. Beban terpusat balok diafragma (P_{U1})



Gambar 4.30 Dimensi Diafragma

$$\begin{aligned}
 V &= \{[(1,05+1,65) \times 0,08 \times 0,5] + [(1,16+1,65) \times 0,10 \times 0,5] + (1,65 \times 0,88)\} \times 0,15 \\
 &= 0,255 \text{ m}^3 \\
 P_1 &= 0,255 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 612 \text{ kg} \\
 P_{U1} &= 1,2 \times P_1 \\
 &= 1,2 \times 612 \text{ kg} = 734,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.31 Pembebanan Gelagar Memanjang Karena Diafragma

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma K_V = 0 \quad ; \quad R_A = R_B$$

$$R_A + R_B - \Sigma P_{U1} = 0$$

$$2 R_A = \Sigma P_{U1}$$

$$R_A = \Sigma P_{U1} / 2 = (11 \times 734,4) / 2 = 4039,2 \text{ kg}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_0 = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{0,5} = 4039,2 \times 0,5 = 2019,6 \text{ kgm}$$

$$M_1 = 4039,2 \times 1 - 734,4 \times 1 = 3304,8 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 4039,2 \times 3 - 734,4 \times 3 = 9914,4 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 4039,2 \times 5 - 734,4 \times 5 - 734,4 \times 2 = 15055,2 \text{ kgm}$$

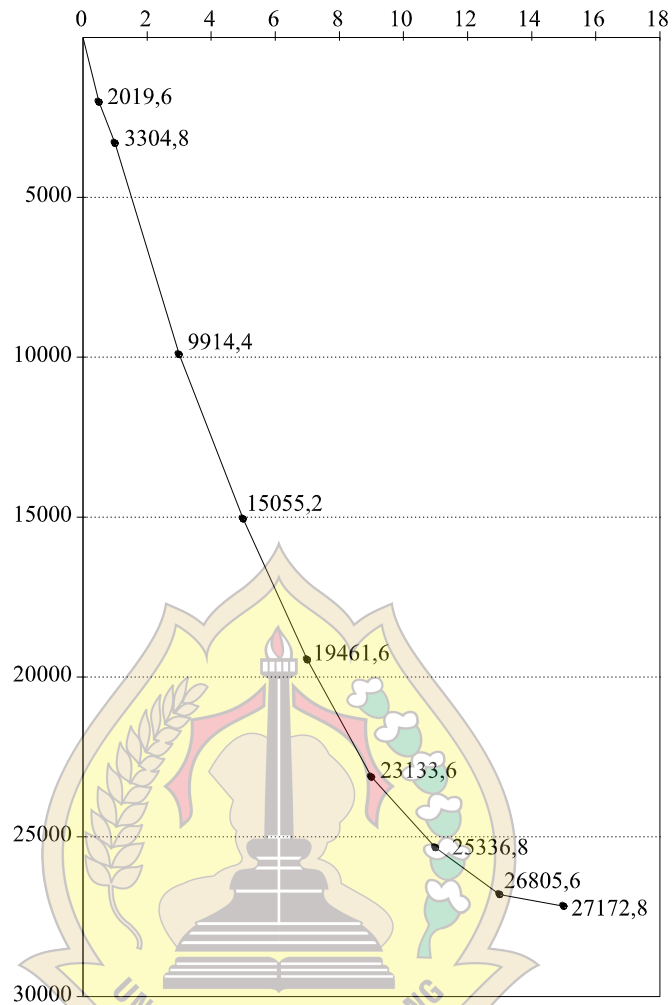
$$M_7 = 4039,2 \times 7 - 734,4 \times 7 - 734,4 \times 4 - 734,4 \times 1 = 19461,6 \text{ kgm}$$

$$M_9 = 4039,2 \times 9 - 734,4 \times 9 - 734,4 \times 6 - 734,4 \times 3 = 23133,6 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{11} &= 4039,2 \times 11 - 734,4 \times 11 - 734,4 \times 8 - 734,4 \times 5 - 734,4 \times 2 \\
 &= 25336,8 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{13} &= 4039,2 \times 13 - 734,4 \times 13 - 734,4 \times 10 - 734,4 \times 7 - 734,4 \times 4 \\
 &\quad - 734,4 \times 1 = 26805,6 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{15} &= 4039,2 \times 15 - 734,4 \times 15 - 734,4 \times 12 - 734,4 \times 9 - 734,4 \times 6 \\
 &\quad - 734,4 \times 3 - 734,4 \times 0,5 = 27172,8 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.32 Grafik Momen Akibat Beban Terpusat Balok Diafragma

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$$D_0 = 4039,2 \text{ kg}$$

$$D_{0,5} = 4039,2 - 734,4 = 3304,8 \text{ kg}$$

$$D_1 = 4039,2 - 734,4 = 3304,8 \text{ kg}$$

$$D_3 = 4039,2 - 734,4 \times 2 = 2570,4 \text{ kg}$$

$$D_5 = 4039,2 - 734,4 \times 2 = 2570,4 \text{ kg}$$

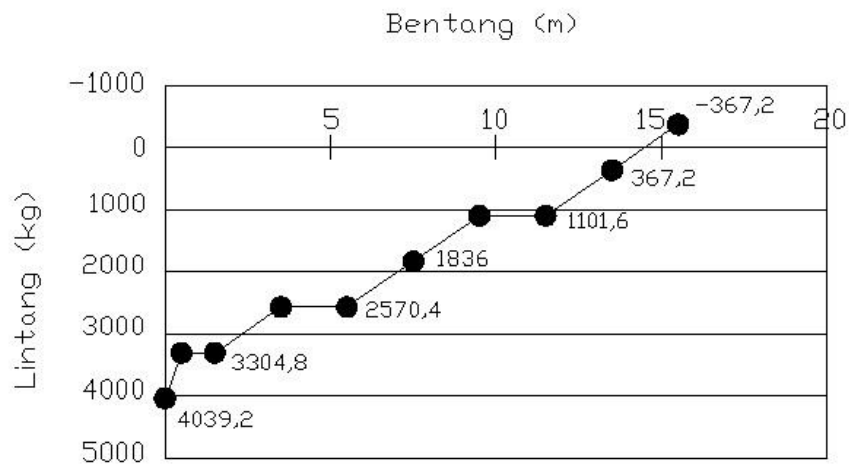
$$D_7 = 4039,2 - 734,4 \times 3 = 1836 \text{ kg}$$

$$D_9 = 4039,2 - 734,4 \times 4 = 1101,6 \text{ kg}$$

$$D_{11} = 4039,2 - 734,4 \times 4 = 1101,6 \text{ kg}$$

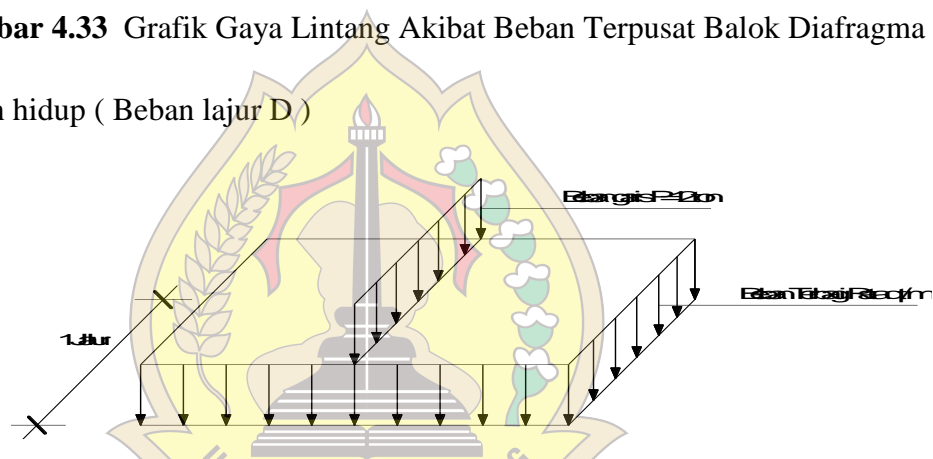
$$D_{13} = 4039,2 - 734,4 \times 5 = 367,2 \text{ kg}$$

$$D_{15} = 4039,2 - 734,4 \times 6 = -367,2 \text{ kg}$$



Gambar 4.33 Grafik Gaya Lintang Akibat Beban Terpusat Balok Diafragma

- Beban hidup (Beban lajur D)



Gambar 4.34 Beban Hidup D

Beban lajur D terdiri dari ;

- Beban terbagi rata sebesar q ton per m^2 per jalur

$$q = 2,2 \text{ t/m}^2 - \frac{1,1}{60} \times (L-30) \text{ t/m}^2 \text{ untuk } 30 \text{ m} < L < 60 \text{ m} \text{ (} L = 30\text{m)}$$

$$q = 2,182$$

$$q' = \frac{q}{275} \times \alpha \times s$$

$$= \frac{2182}{275} \times 1 \times 18 = 1,468 \text{ t/m}^2$$

$\alpha = 1$ Kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan (diafragma)

- Beban garis sebesar P per jalur

$$P = 12 \text{ ton}$$

Koefisien Kejut 

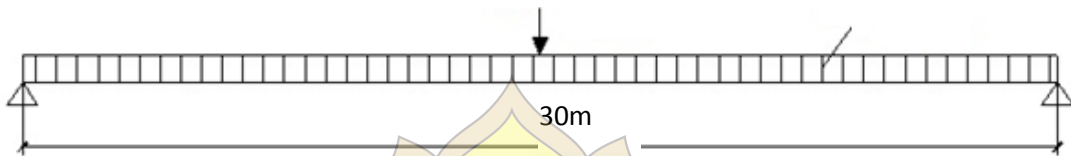
$$p' = \frac{P}{275} \times \alpha \times s \times k$$

$$= \frac{12}{275} \times 14882 = 10,09 \text{ t}$$

Model Mekanika:

$$1,6P' = 1,6 \times 10,09$$

$$1,6P' = 1,6 \times 1468$$



Gambar 4.35 Pembebanan Gelagar Karena Beban D

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma MB = 0$$

$$RAV \times 30 - 2348,8 \times 30 \times 15 - 16144 \times 15 = 0$$

$$RAV \times 30 - 1056960 - 242160 = 0$$

$$RAV = 43304 \text{ kg}$$

Momen pada jarak x dari A:

$$M_0 = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{0,5} = 43304 \times 0,5 - 0,5 \times 2348,8 \times 0,5^2 = 21358,4 \text{ kgm}$$

$$M_1 = 43304 \times 1 - 0,5 \times 2348,8 \times 1^2 = 42129,6 \text{ kgm}$$

$$M_3 = 43304 \times 3 - 0,5 \times 2348,8 \times 3^2 = 119342,4 \text{ kgm}$$

$$M_5 = 43304 \times 5 - 0,5 \times 2348,8 \times 5^2 = 187160 \text{ kgm}$$

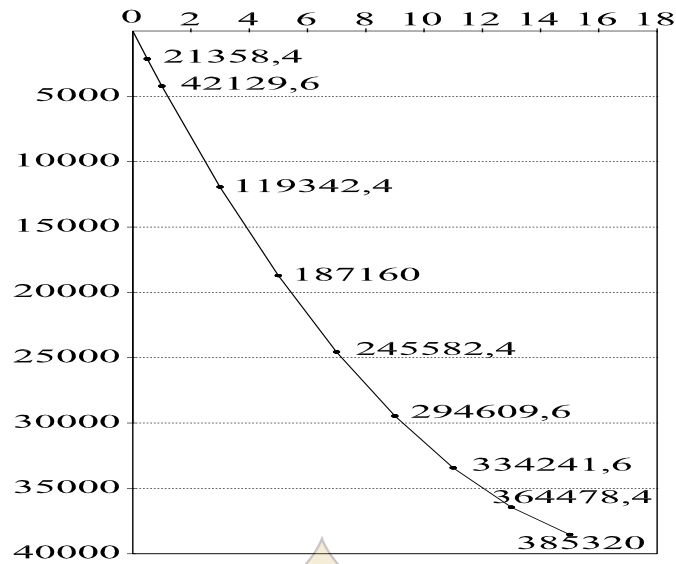
$$M_7 = 43304 \times 7 - 0,5 \times 2348,8 \times 7^2 = 245582,4 \text{ kgm}$$

$$M_9 = 43304 \times 9 - 0,5 \times 2348,8 \times 9^2 = 294609,6 \text{ kgm}$$

$$M_{11} = 43304 \times 11 - 0,5 \times 2348,8 \times 11^2 = 334241,6 \text{ kgm}$$

$$M_{13} = 43304 \times 13 - 0,5 \times 2348,8 \times 13^2 = 364478,4 \text{ kgm}$$

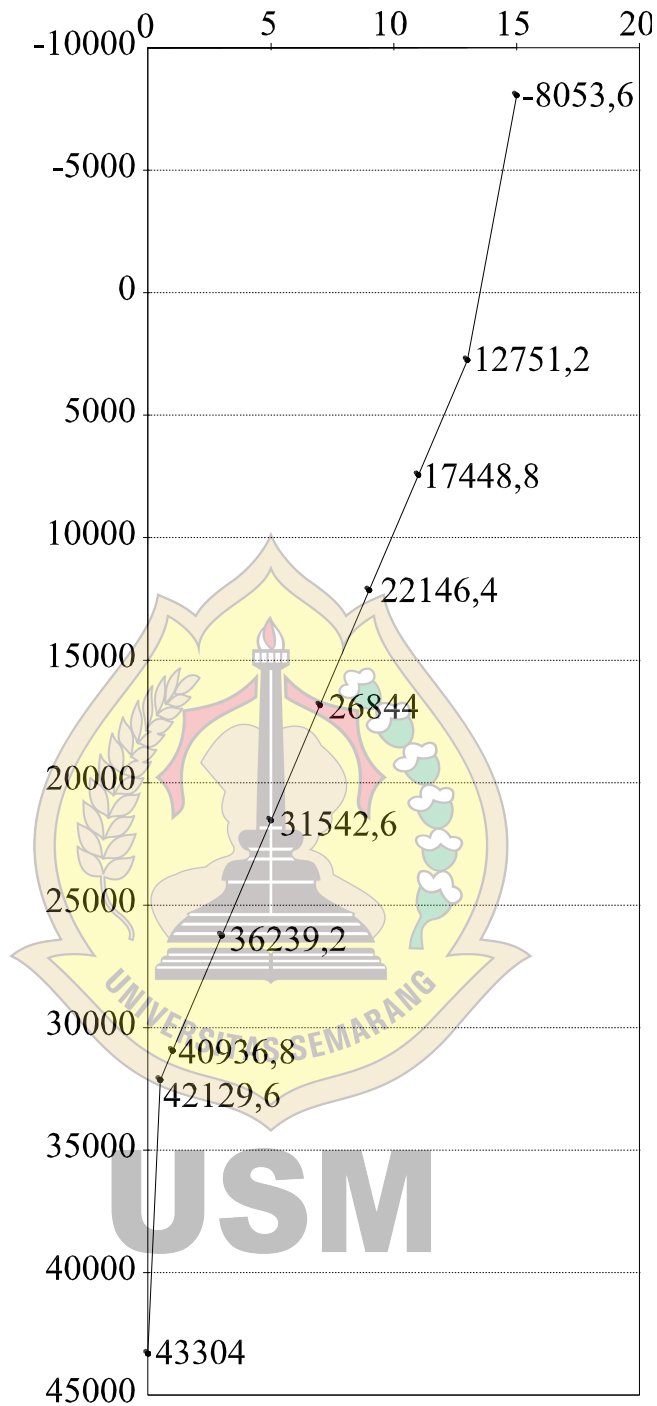
$$M_{15} = 43304 \times 15 - 0,5 \times 2348,8 \times 15^2 = 385320 \text{ kgm}$$



Gambar 4.36 Grafik Momen Akibat Beban D

Lintang pada jarak x dari A :

$$\begin{aligned}
 D_0 &= 43304 \text{ kg} \\
 D_{0,5} &= 43304 - 2348,8 \times 0,5 = 42129,6 \text{ kg} \\
 D_1 &= 43304 - 2348,8 \times 1 = 40936,8 \text{ kg} \\
 D_3 &= 43304 - 2348,8 \times 3 = 36239,2 \text{ kg} \\
 D_5 &= 43304 - 2348,8 \times 5 = 31542,6 \text{ kg} \\
 D_7 &= 43304 - 2348,8 \times 7 = 26844 \text{ kg} \\
 D_9 &= 43304 - 2348,8 \times 9 = 22146,4 \text{ kg} \\
 D_{11} &= 43304 - 2348,8 \times 11 = 17448,8 \text{ kg} \\
 D_{13} &= 44460 - 2348,8 \times 13 = 12751,2 \text{ kg} \\
 D_{15} &= 43304 - 2348,8 \times 15 = -8053,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.37 Grafik Gaya Lintang Akibat Beban D

➤ **Beban Sekunder pada Balok Prategang**

Akibat rem dan traksi

Pengaruh gaya rem diperhitungkan sebesar 5 % dari beban “D” tanpa koefisien kejut.

$$q' = \frac{q}{275} \times \alpha \times s$$

$$= \frac{22}{275} \times 1 \times 18 = 1,468 \text{ t/m'}$$

$$p' = \frac{P}{275} \times \alpha \times s$$

$$= \frac{12}{275} \times 1 \times 18 = 8,073 \text{ t}$$

Total Muatan D = $1,468 \times (30,000) + 8,073 = 52,113 \text{ t} = 52113 \text{ kg}$

Gaya rem = $5\% \times \text{Total Muatan D}$
 $= 5\% \times 52113 = 2605,65 \text{ kg}$

Tebal aspal = $0,05 \text{ m}$

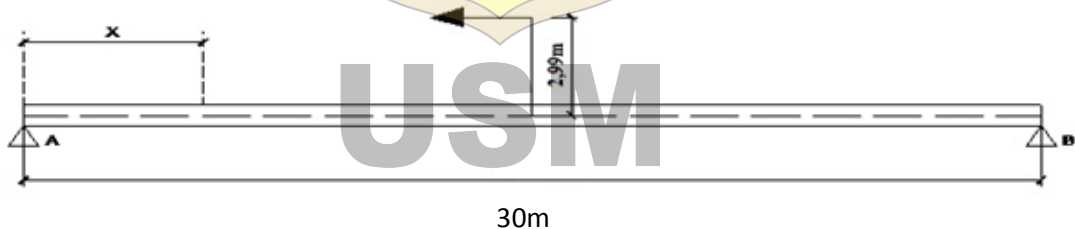
Tebal Plat = $0,25 \text{ m}$

Jarak garis netral $Yt(p) = 0,894 \text{ m}$

Tinggi pusat berat kendaraan = $1,8 \text{ m}$

Gaya rem = $1,6 \times 2605,65 = 3126,78 \text{ kg}$

$Z_R = Yt(p) + h (\text{ pelat \& aspal }) + 1,80$
 $= 0,894 + 0,25 + 0,05 + 1,8 = 2,994 \text{ m}$
 $3126,78 \text{ kg}$



Gambar 4.38 Pembebanan Akibat Rem dan Traksi

Mencari reaksi tumpuan :

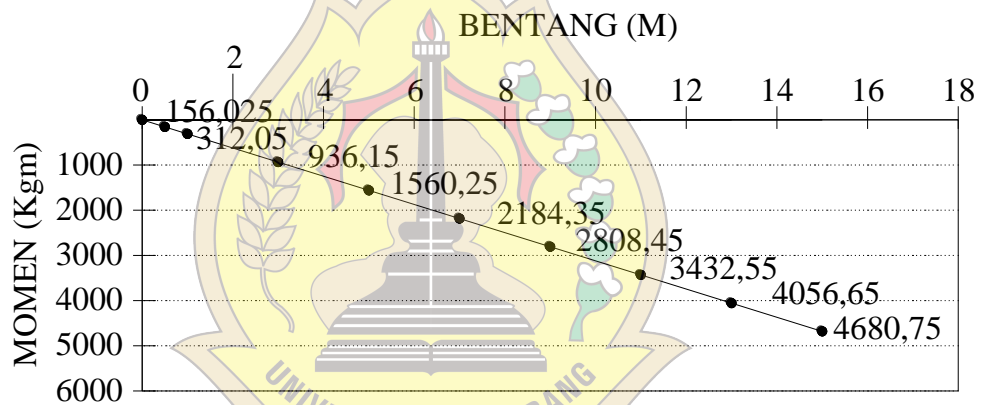
$$\Sigma M_B = 0$$

$$(R_A \times 30) - (3126,78 \times 2,994) = 0$$

$$R_A = 312,053 \text{ kg}$$

Momen pada jarak x dari A :

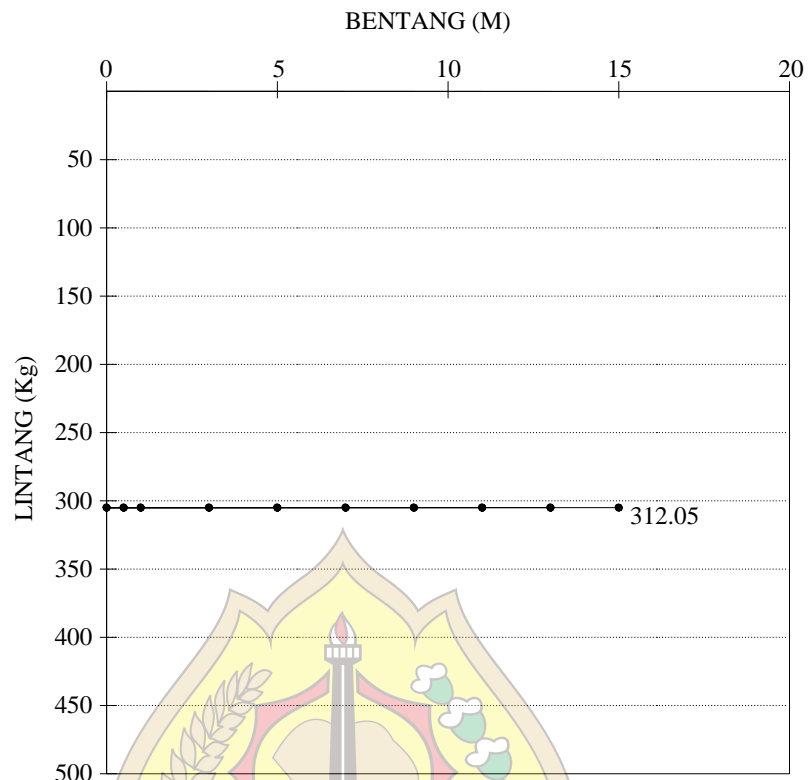
$$\begin{aligned}M_0 &= 0 \text{ kgm} \\M_{0,5} &= 312,05 \times 0,5 = 156,025 \text{ kgm} \\M_1 &= 312,05 \times 1 = 312,05 \text{ kgm} \\M_3 &= 312,05 \times 3 = 936,15 \text{ kgm} \\M_5 &= 312,05 \times 5 = 1560,25 \text{ kgm} \\M_7 &= 312,05 \times 7 = 2184,35 \text{ kgm} \\M_9 &= 312,05 \times 9 = 2808,45 \text{ kgm} \\M_{11} &= 312,05 \times 11 = 3432,55 \text{ kgm} \\M_{13} &= 312,05 \times 13 = 4056,65 \text{ kgm} \\M_{15} &= 312,05 \times 15 = 4680,75 \text{ kgm}\end{aligned}$$



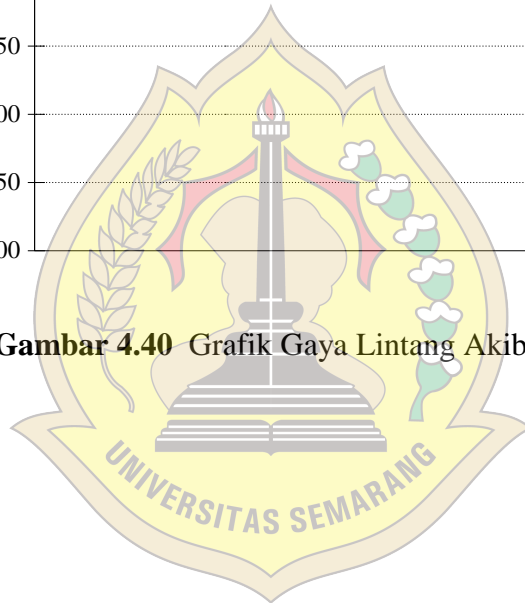
Gambar 4.39 Grafik Momen Akibat Rem dan Traksi

Lintang pada jarak x dari A :

$$\begin{aligned}D_0 &= 312,05 \text{ kg} \\D_{0,5} &= 312,05 \text{ kg} \\D_1 &= 312,05 \text{ kg} \\D_3 &= 312,05 \text{ kg} \\D_5 &= 312,05 \text{ kg} \\D_7 &= 312,05 \text{ kg} \\D_9 &= 312,05 \text{ kg} \\D_{11} &= 312,05 \text{ kg} \\D_{13} &= 312,05 \text{ kg} \\D_{15} &= 312,05 \text{ kg}\end{aligned}$$



Gambar 4.40 Grafik Gaya Lintang Akibat Rem dan Traksi



USM

4.3.5.6. Rekapitulasi Momen dan Gaya Lintang

Bentang	Momen (kgf Lintang (kgf	Gelagar (1)	Tambahan (2)	Diafragma (3)	Beban "D" (4)	Tambahan (5)	Beban Mati (6)	Beban Hidup (7)	TOTAL (8)
							$= (1) + (2) + (3)$	$= (4) + (5)$	$= (6) + (7)$
0	Momen	0	0	0	0	0	0	0	0
	Lintang	20736	25128	4039,2	43304	312,05	49903,2	43616,05	93519,25
0,5	Momen	10195,2	12354,6	2019,6	21358,4	156	24569,4	21514,425	46083,825
	Lintang	20044,8	24290,4	3304,8	42129,6	312,05	47640	42441,65	90081,65
1	Momen	20044,8	24290,4	3304,8	42129,6	312,05	47640	42441,65	90081,65
	Lintang	19353,6	23452,8	3304,8	40936,8	312,05	46111,2	41248,85	87360,05
3	Momen	55987,2	67845,6	9914,4	119342,4	936,15	133747,2	120278,55	254025,75
	Lintang	16588,8	20102,4	2570,4	36239,2	312,05	39261,6	36551,25	75812,85
5	Momen	86400	104700	15055,2	187160	1560,25	206155,2	188720,25	394875,45
	Lintang	13824	16752	2570,4	31542,6	312,05	33146,4	31854,65	65001,05
7	Momen	111283,2	134853,6	19461,6	245582,4	2184,35	265598,4	247766,75	513365,15
	Lintang	11059,2	13401,6	1836	26844	312,05	26296,8	27156,05	53452,85
9	Momen	130636,8	158306,4	23133,6	294609,6	2808,45	312076,8	297418,05	609494,85
	Lintang	8294,4	10051,2	1101,6	22146,4	312,05	19447,2	22458,45	41905,65
11	Momen	144460,8	175058,4	25336,8	334241,6	3432,55	344856	337674,15	682530,15
	Lintang	5529,6	6700,8	1101,6	17448,8	312,05	13332	17760,85	31092,85
13	Momen	152755,2	185109,6	26805,6	364478,4	4056,65	364670,4	368535,05	733205,45
	Lintang	2764,8	3350,4	367,2	12751,2	312,05	6482,4	13063,25	19545,65
15	Momen	155520	188460	27172,8	385320	4680,75	371152,8	390000,75	761153,55
	Lintang	0	0	-367,2	-8053,6	312,05	-367,2	-7741,55	-8108,75

4.3.5.7. Analisa Gaya Pratekan

Perencanaan balok girder adalah *Partial Prestressing*, sehingga pada penampang diijinkan adanya gaya tarik yang bekerja baik pada kondisi awal ataupun pada kondisi akhir.

Spesifikasi Beton Prestress (K-500) standart Wika Beton klas B

$$f'c = 432,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'ci = 367,45 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan-tegangan ijin untuk batang lentur

Saat transfer (kondisi awal) :

Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan gaya prategang)

$$\text{Tarik pada serat atas } f_{ti} = 0,5 \times \sqrt{f'ci}$$

$$= 0,5 \times \sqrt{367,45}$$

$$= 9,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tekan pada serat bawah } f_{ci} = -0,6 \times f'ci$$

$$= -0,6 \times 367,45$$

$$= -220,466 \text{ kg/cm}^2$$

Saat beban bekerja (kondisi akhir) :

Pada beban kerja setelah terjadi seluruh kehilangan prategang

$$\text{Tekan pada serat atas } f_c = -0,45 \times f'c$$

$$= -0,45 \times 432,29$$

$$= -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tarik pada serat bawah } f_t = 0,5 \times \sqrt{f'ci}$$

$$= 0,5 \times \sqrt{432,29}$$

$$= 10,396 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan pada penampang ditinjau berdasarkan 4 kasus, yaitu :

$$f_{ti} = 9,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -220,466 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Kondisi Awal)}$$

$$f_c = -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 10,396 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Kondisi Akhir)}$$

$$f_c = -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -220,466 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Kondisi Tertekan)}$$

$$f_{ti} = 9,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 10,396 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Kondisi Tertarik)}$$

Ditinjau pada dua kondisi :

- Kasus I (kondisi awal di tengah bentang)
- ✓ Gaya prategang maksimum
- ✓ Penampang non komposit
- ✓ Beban kerja berat sendiri girder

$$\begin{aligned}
 f_{top} &= - \frac{T_i}{A_p^+} - \frac{T_i x e}{W_t} - \frac{MD(girder)}{W_t} \leq f_{ti} \\
 &= - \frac{T_i}{6835} - \frac{T_i x e}{283699,851} - \frac{16606080}{283699,851} \leq 9,58 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= - 1,463 \cdot 10^{-4} T_i + 3,525 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e - 58,534 \leq 9,58 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= - 1,463 \cdot 10^{-4} T_i + 3,525 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e = 68,114 \text{ kg/cm}^2 \dots (1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bot} &= - \frac{T_i}{A_p^-} - \frac{T_i x e}{W_b} + \frac{MD(girder)}{W_b} \geq f_{ci} \\
 &= - \frac{T_i}{6835} - \frac{T_i x e}{296070,7923} + \frac{16606080}{296070,7923} \geq -220,466 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= - 1,463 \cdot 10^{-4} T_i - 3,378 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e + 56,088 \geq -220,466 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= - 1,463 \cdot 10^{-4} T_i - 3,378 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e = -276,554 \text{ kg/cm}^2 \dots (2)
 \end{aligned}$$

Eliminasi persamaan 1 dan 2

$$\begin{aligned}
 - 1,463 \cdot 10^{-4} T_i + 3,525 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e &= 68,114 && \times 2,553 \\
 \underline{- 1,463 \cdot 10^{-4} T_i - 3,378 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e} &= \underline{-276,554} && + \quad \times 2,664 \\
 - 3,735 \cdot 10^{-4} T_i + 8,99 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e &= 173,895 \\
 \underline{- 3,897 \cdot 10^{-4} T_i - 8,99 \cdot 10^{-6} T_i \cdot e} &= \underline{-736,739} && + \\
 - 7,632 \cdot 10^{-4} T_i &= -562,844 \\
 T_i &= 737479,04 \text{ kg} \\
 &= 737,48 \text{ ton} \\
 e &= 67,695 \text{ cm} \\
 &= 677 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kasus II (kondisi akhir)
- ✓ Telah terjadi kehilangan prategang
- ✓ Penampang non komposit
- ✓ Seluruh beban telah bekerja

$$f_{top} = -\frac{RTi}{A'p} + \frac{RTi \times e}{Wt} - \frac{MT \max}{Wt} \geq f_c$$

$$= -\frac{0,85.Ti}{10635} + \frac{0,85.Ti \times e}{763837,976} - \frac{80988386.1}{763837,976} \geq -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -0,79.10^{-4}Ti + 1,13.10^{-6} Ti.e - 106,028 \geq -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -0,79.10^{-4}Ti + 1,13.10^{-6} Ti.e = -88,502 \text{ kg/cm}^2 \dots (3)$$

$$f_{bot} = -\frac{RTi}{A'p} - \frac{RTi \times e}{Wb} + \frac{MT \max}{Wb} \leq f_t$$

$$= -\frac{0,85.Ti}{10635} - \frac{0,85.Ti \times e}{410851,757} + \frac{80988386.1}{410851,757} \leq 10,396 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -0,79.10^{-4}Ti - 2,069.10^{-6}Ti.e + 197,123 \leq 10,396 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -0,79.10^{-4}Ti - 2,069.10^{-6}Ti.e = -186,727 \text{ kg/cm}^2 \dots (4)$$

Eliminasi persamaan 3 dan 4

$$-0,79.10^{-4}Ti + 1,13.10^{-6} Ti.e = -88,502 \quad \times 3,535$$

$$\underline{-0,79.10^{-4} Ti - 2,069.10^{-6} Ti.e = -186,727} \quad + \quad \times 1,933$$

$$-2,793.10^{-4}Ti + 3,99.10^{-6} Ti.e = -312,918$$

$$\underline{-1,527.10^{-4} Ti - 3,99.10^{-6} Ti.e = -360,943} \quad +$$

$$-4,32.10^{-4} Ti = -673,861$$

$$Ti = 1559863,426 \text{ kg}$$

$$= 1559,86 \text{ ton}$$

$$e = 19,698 \text{ cm}$$

$$= 197 \text{ mm}$$

Eliminasi persamaan 2 dan 3

$$- 1,463.10^{-4} Ti - 3,378.10^{-6} Ti.e = -276,554 \quad \times 1,776$$

$$\underline{- 0,79.10^{-4} Ti + 1,13.10^{-6} Ti.e = -88,502} \quad + \quad \times 5,3$$

$$- 2,598.10^{-4} Ti + 5,99.10^{-6} Ti.e = -491,16$$

$$\underline{- 4,187.10^{-4} Ti - 5,99.10^{-6} Ti.e = -469,06} \quad +$$

$$- 6,785.10^{-4} Ti = -960,22$$

$$Ti = 1415210,02 \text{ kg}$$

$$= 1415,21 \text{ ton}$$

$$e = 14,539 \text{ cm}$$

$$= 145 \text{ mm}$$

Eliminasi persamaan 1 dan 4

$$- 1,463.10^{-4} Ti + 3,525.10^{-6} Ti.e = 68,114 \quad \times 1,702$$

$$\underline{- 0,79.10^{-4} Ti - 2,069.10^{-6} Ti.e = -186,727} \quad + \times 2,899$$

$$- 2,490.10^{-4} Ti + 5,99.10^{-6} Ti.e = 115,93$$

$$\underline{- 2,290.10^{-4} Ti - 5,99.10^{-6} Ti.e = -541,322} \quad +$$

$$- 4,78.10^{-4} Ti = -425,392$$

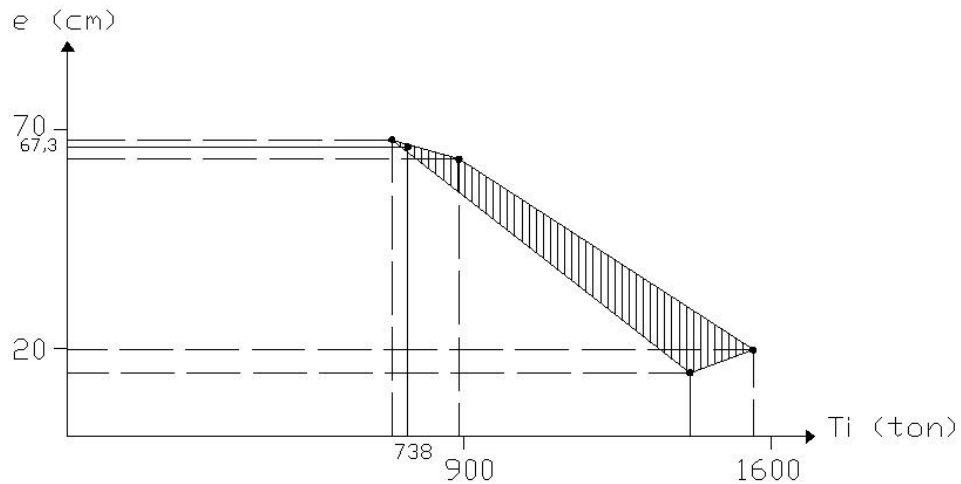
$$Ti = 889941,423 \text{ kg}$$

$$= 889,94 \text{ ton}$$

$$e = 63,217 \text{ cm}$$

$$= 632 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas dapat digambarkan grafik Ti vs e untuk memperoleh daerah aman dengan memplot e sebagai fungsi Ti, setiap titik di daerah aman ini akan memberikan desain yang baik serta memenuhi persyaratan batas-batas tegangan ijin.



Gambar 4.41 Daerah Aman T_i dan e

Sehingga dapat diperoleh daerah aman $T_i = 7380$ ton dengan $e = 67,3$ cm

Check terhadap tegangan ijin yang ada

Kasus I (kondisi awal)

- Gaya prategang maksimum
- Penampang non komposit
- Beban kerja berat sendiri girder (W_D (girder))

$$f_{top} = - \frac{T_i}{A_p} + \frac{T_i \times e}{W_t} - \frac{MD(girder)}{W_t} \leq f_{ti}$$

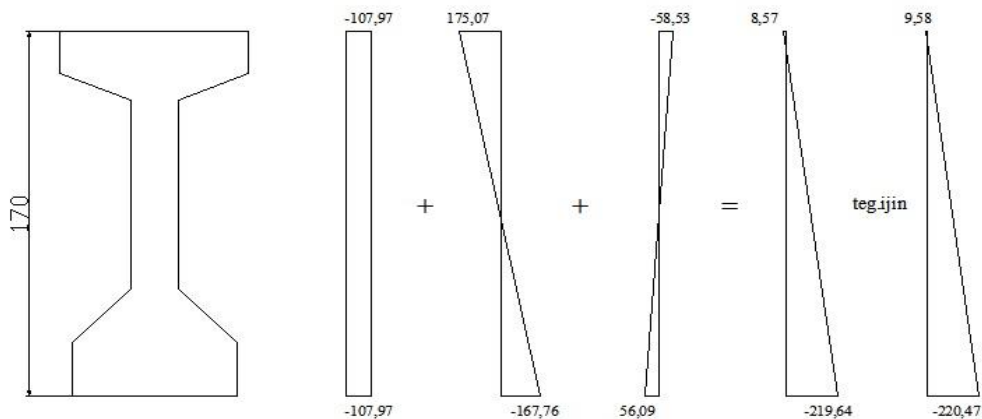
$$= - \frac{1050000}{6835} + \frac{1050000.53}{283699,851} - \frac{16606080}{283699,851} \leq 9,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 4,01 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tarik)} \leq 9,58 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tarik)} \dots\dots\dots \text{Aman}$$

$$f_{bot} = - \frac{T_i}{A_p} - \frac{T_i \times e}{W_b} + \frac{MD(girder)}{W_b} \geq f_{ci}$$

$$= - \frac{1050000}{6835} - \frac{1050000.53}{296070,7923} + \frac{16606080}{296070,7923} \geq -220,466 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -97,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \geq -220,466 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \dots\dots\dots \text{Aman}$$



Gambar 4.42 Diagram Tegangan Kondisi Awal

Kasus II (kondisi akhir)

Balok komposit, tegangan berkurang, seluruh beban (W_{DL}) telah bekerja

- Telah terjadi kehilangan prategang
- Penampang non komposit
- Seluruh beban telah bekerja ($W_{DL(tot)}$)
- Tegangan ijin maksimum (28 hari)

$$f_{top} = - \frac{RTi}{A'p+} - \frac{RTi \times e}{Wt} - \frac{MT \max}{Wt} \geq f_c$$

$$= - \frac{0,85 \cdot 1050000}{10635} + \frac{0,85 \cdot 1050000 \cdot 53}{763837,976} - \frac{80988386,1}{763837,976} \geq -194,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$= -128,022 \text{ kg/cm}^2 (\text{tekan}) \geq -194,530 \text{ kg/cm}^2 (\text{tekan}) \dots \text{Aman}$$

$$f_{bot} = - \frac{RTi}{A'p-} - \frac{RTi \times e}{Wb} + \frac{MT \max}{Wb} \leq f_t$$

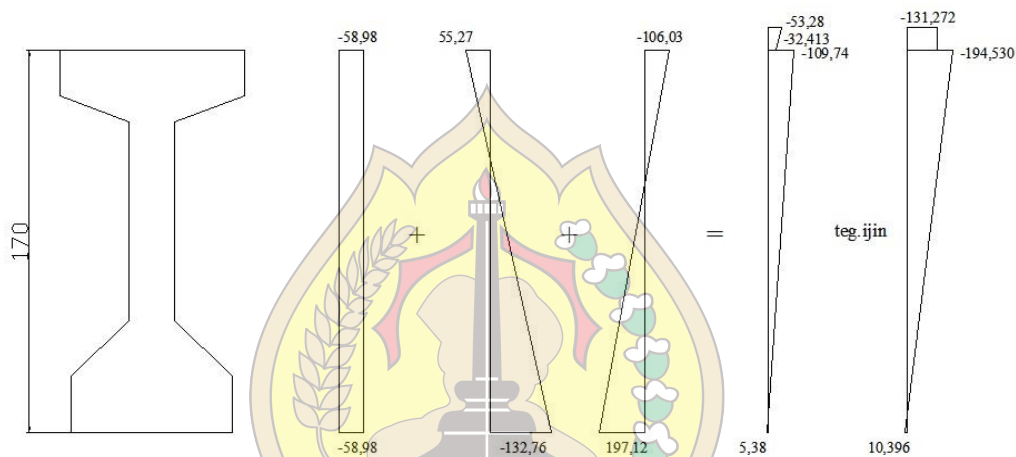
$$= - \frac{0,85 \cdot 1050000}{10635} - \frac{0,85 \cdot 1050000 \cdot 53}{410851,757} + \frac{80988386,1}{410851,757} \leq 10,396 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 4,01 \text{ kg/cm}^2 (\text{tarik}) \leq 10,396 \text{ kg/cm}^2 (\text{tarik}) \dots \text{Aman}$$

Pada plat

$$f_{top} = - \frac{ML \cdot yt'}{Ik} \geq f_{c_{plat}}$$

$$\begin{aligned}
&= - \frac{40698040.63,83}{48755778} \geq -131,272 \text{ kg/cm}^2 \\
&= -53,28 \text{ kg/cm}^2(\text{tekan}) \geq -131,272 \text{ kg/cm}^2 (\text{tekan}) \dots \text{Aman} \\
f_{\text{bot}} &= - \frac{ML*(yt' - h_{\text{plat}})}{Ik} \leq f_{t_{\text{plat}}} \\
&= - \frac{40698040.(63,83-25)}{48755778} \geq -131,272 \text{ kg/cm}^2 \\
&= -32,413 \text{ kg/cm}^2 (\text{tarik}) \leq 10,396 \text{ kg/cm}^2 (\text{tarik}) \dots \text{Aman}
\end{aligned}$$



Gambar 4.43 Diagram Tegangan Kondisi Akhir

4.3.5.8. Pemilihan Kabel Prategang dan Penentuan Jumlah Tendon

A. Pemilihan Tendon

Dipakai *Uncoated Seven-wire Stress relieved for Prestressed Concrete Highgrade-Low Relaxation ASTM – 416* dengan pengankuran sistem Freyssinet.

Spesifikasi dari Freyssinet :

- Diameter nominal : 12,7 mm
- Luas nominal : 98,71 mm²
- Minimal UTS : 184000 N (Ultimate Tension Strangth)
- Tegangan putus (f_{pu}) : 190,00 kN/mm²
- Gaya Prestress Transfer : 0,987 x 7,3 x 190 = 136,90 kN

$$\text{Jumlah strand} = \frac{7380 \text{ kN}}{136,90 \text{ kN}} = 53,9 \Rightarrow 54 \text{ buah}$$

Tipe angkur :

$$7 \quad \mathbf{K} \quad \mathbf{5} \text{ jumlah tendon} = 54 / 7 = 7,7 \Rightarrow \mathbf{8 \text{ buah}}$$

$$12 \quad \mathbf{K} \quad \mathbf{5} = 54 / 12 = 4,5 \Rightarrow \mathbf{5 \text{ buah}}$$

$$19 \quad \mathbf{K} \quad \mathbf{5} = 54 / 19 = 2,8 \Rightarrow \mathbf{3 \text{ buah}}$$

Dipilih :

Tipe angkur : 12 K 5

Tipe dongkrak : K 200

Jumlah tendon : 5 buah

Jumlah strand : 54 buah

As terpasang : $54 \times 98,71 = 5330,34 \text{ mm}^2$

Diameter selongsong : 6,35 cm

Tegangan tendon (*f_{si}*) : $T_i / A_s = 7,38 \times 10^6 / 5330,34 = 1384,53 \text{ Mpa}$

Ti per tendon : $7,38 \times 10^6 / 5 = 1,48 \times 10^6 \text{ N}$

B. Perhitungan Daerah Aman Tendon

Gaya pratekan efektif

$$F = \frac{MT}{e+Ktp}$$

$$= \frac{8098838,61}{673+433,17}$$

$$= 7321,51 \text{ kN}$$

$$F_o = 7380 \text{ kN}$$

$$M_G = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

$$q = 11,52 \text{ kN/m}$$

1. Perhitungan batas bawah

Letak Batas Aman Tendon

Pada kondisi awal agar pengaruh beban kerja dan pusat tekanan tidak jatuh digaris kern bawah, maka garis cgs tidak boleh ditempatkan dibawah kern bawah dengan jarak minimal :

T_i = Gaya pratekan efektif ($R.T_i$)

Untuk $T_{eff} = F$

Batas atas = $Yb_c + Kb_c - a1$

$$a1 = \frac{M_G}{F_0}$$

$$q = 11,52 + 20,09 = 31,61 \text{ kN/m}$$

$$F = 7321,51 \text{ kN}$$

Momen setelah kehilangan gaya pratekan dan lantai dicor (M_C) :

$$M_C = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

$$M_{C0} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{C5} = 2054,65 \text{ kNm}$$

$$M_{C10} = 3319,05 \text{ kNm}$$

$$M_{C15} = 3793,2 \text{ kNm}$$

$$M_{C20} = 3477,1 \text{ kNm}$$

$$M_{C25} = 2370,75 \text{ kNm}$$

Momen total = $M_G + M_C$

$$M_{T0} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{T5} = 748,8 + 2054,65 = 2803,45 \text{ kNm}$$

$$M_{T10} = 1209,6 + 3319,05 = 4528,65 \text{ kNm}$$

$$M_{T15} = 1382,4 + 3793,2 = 5175,6 \text{ kNm}$$

$$M_{T20} = 1267,2 + 3477,1 = 4744,3 \text{ kNm}$$

$$M_{T25} = 864 + 2370,75 = 3234,75 \text{ kNm}$$

Batas atas = $Yb_c + Kb_c - a1$

$$Yb_c = 118,67 \text{ cm} ; Kb_c = 50,06 \text{ cm}$$

$$1. BA = 168,73 \text{ cm}$$

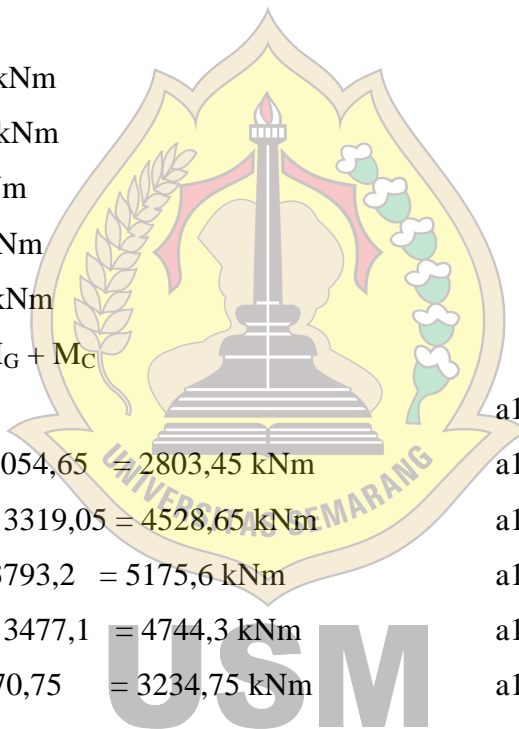
$$2. BA = 143,99 \text{ cm}$$

$$3. BA = 124,55 \text{ cm}$$

$$4. BA = 110,41 \text{ cm}$$

$$5. BA = 101,57 \text{ cm}$$

$$6. BA = 97,97 \text{ cm}$$



$$a1 = 0$$

$$a1 = 38,3 \text{ cm}$$

$$a1 = 61,8 \text{ cm}$$

$$a1 = 70,7 \text{ cm}$$

$$a1 = 64,8 \text{ cm}$$

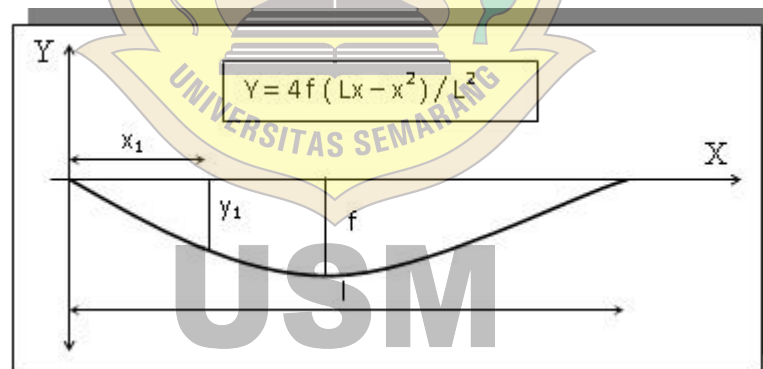
$$a1 = 44,2 \text{ cm}$$

Tabel 4.5 Batas atas dan Batas bawah Tendon

No	X (m)	MG (kNm)	MT (kNm)	a1 (cm)	a2 (cm)	Batas atas (cm)	Batas bawah (cm)
1	0	0	0	0,0	0,0	168,73	41,68
2	3	483,84	24,7	6,6	6,6	143,99	35,12
3	6	864	44,2	11,7	11,7	124,55	29,97
4	9	1140	58,3	15,5	15,5	110,41	26,23
5	12	1313,28	67,2	17,8	17,8	101,57	23,88
6	15,5	1383,84	70,8	18,8	18,8	97,97	22,93
7	19	1313,28	67,2	17,8	17,8	101,57	23,88
8	22	1140,48	58,3	15,5	15,5	110,41	26,23
9	25	864	44,2	11,7	11,7	124,55	29,97
10	28	483,84	24,7	6,6	6,6	143,99	35,12
11	31	0	0	0	0	168,73	41,68

C. Perhitungan Lintasan Tendon

Bentuk lay out tendon memanjang adalah parabola. Untuk menentukan posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung :



Gambar 4.44 Grafik persamaan lengkung parabola

Perhitungan ditinjau setengah bentang dengan jarak interval setiap 2 m.

$$Y_i = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot (L - x)}{L^2}$$

dimana : Y_i = Ordinat tendon yang ditinjau

x = Absis tendon yang ditinjau

L = Panjang bentang

f = Tinggi puncak parabolamaksimum

Tendon yang ada, letaknya sedemikian rupa harus berada pada lintasan inti tendon. Penentuan lintasan inti tendon dihitung dengan menggunakan persamaan diatas, dimana $e = f = 673 \text{ mm}$, $L = 30000 \text{ mm}$.

Jarak dari tepi bawah = $Y_b - Y_i$

Jumlah tendon ada 5 buah dengan jarak 274,2 mm.

$$\begin{aligned} \text{- Tendon I : } y_1 &= (Y_b + 548,4) - \frac{4 \cdot (e + 548,4) \cdot (Lx - x^2)}{L^2} \\ &= (831,86 + 548,4) - \frac{4 \cdot (673 + 548,4) \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \\ &= 1380,26 - \frac{4885,6 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Tendon II : } y_2 &= (Y_b + 274,2) - \frac{4 \cdot (e + 274,2) \cdot (Lx - x^2)}{L^2} \\ &= (831,86 + 274,2) - \frac{4 \cdot (673 + 274,2) \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \\ &= 1106,06 - \frac{3788,8 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Tendon III: } y_3 &= Y_b - \frac{4 \cdot e \cdot (Lx - x^2)}{L^2} \\ &= 831,86 - \frac{4 \cdot 673 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \\ &= 831,86 - \frac{2692 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \end{aligned}$$

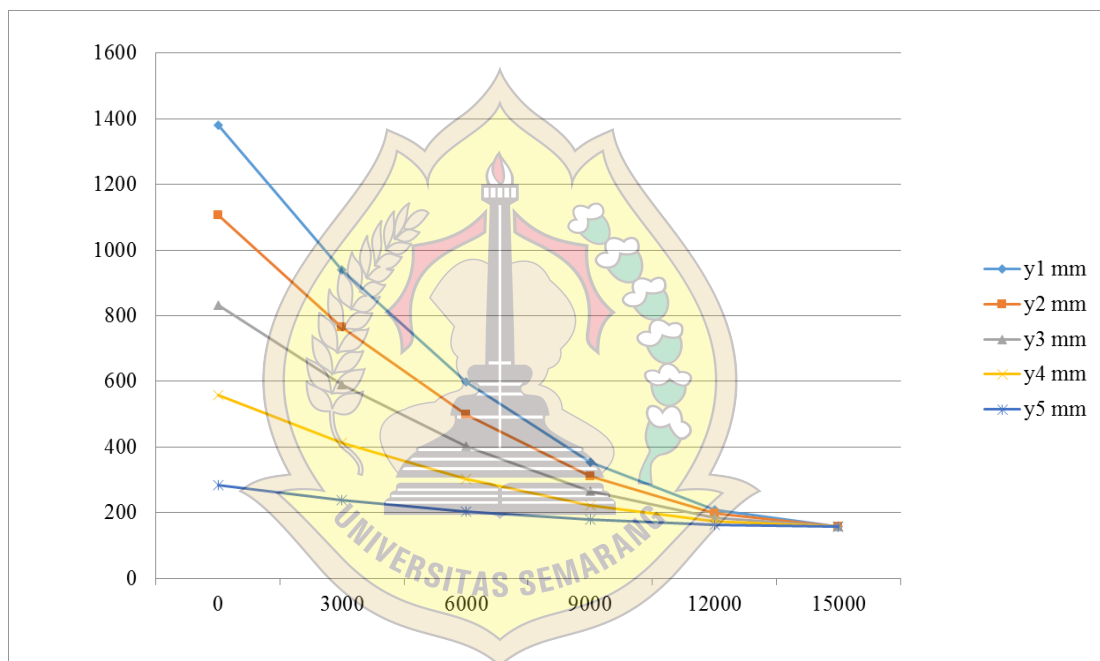
$$\begin{aligned} \text{- Tendon IV: } y_4 &= (Y_b - 274,2) - \frac{4 \cdot (e - 274,2) \cdot (Lx - x^2)}{L^2} \\ &= (831,86 - 274,2) - \frac{4 \cdot (673 - 274,2) \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \\ &= 557,66 - \frac{1595,2 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Tendon V: } y_5 &= (Y_b - 548,4) - \frac{4 \cdot (e - 548,4) \cdot (Lx - x^2)}{L^2} \\ &= (831,86 - 548,4) - \frac{4 \cdot (673 - 548,4) \cdot (30000x - x^2)}{30000^2} \end{aligned}$$

$$= 283,46 - \frac{498,4 \cdot (30000x - x^2)}{30000^2}$$

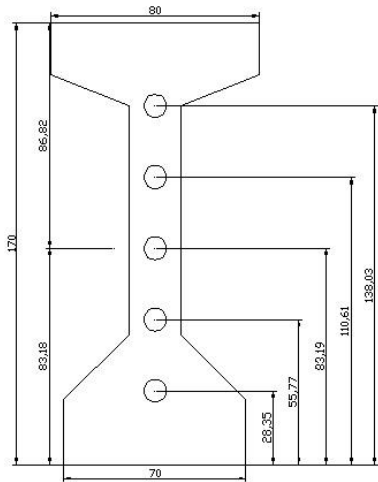
Tabel 4.6 Koordinat e tendon

X (mm)	y1 (mm)	y2 (mm)	y3 (mm)	y4 (mm)	y5
0	1380,26	1106,06	831,86	557,66	283,46
3000	940,556	765,068	589,58	414,092	238,604
6000	598,564	499,852	401,14	302,428	203,716
9000	354,284	310,412	266,54	222,668	178,796
12000	207,716	196,748	185,78	174,812	163,844
15000	158,86	158,86	158,86	158,86	158,86

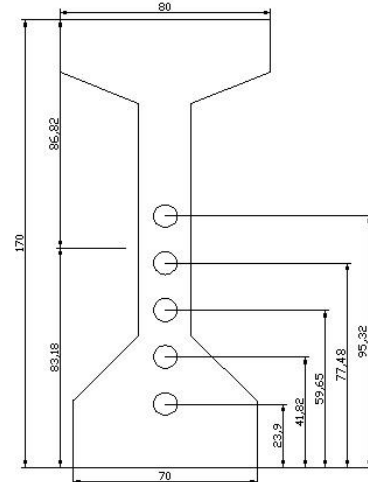


Gambar 4.45 Layout Tendon

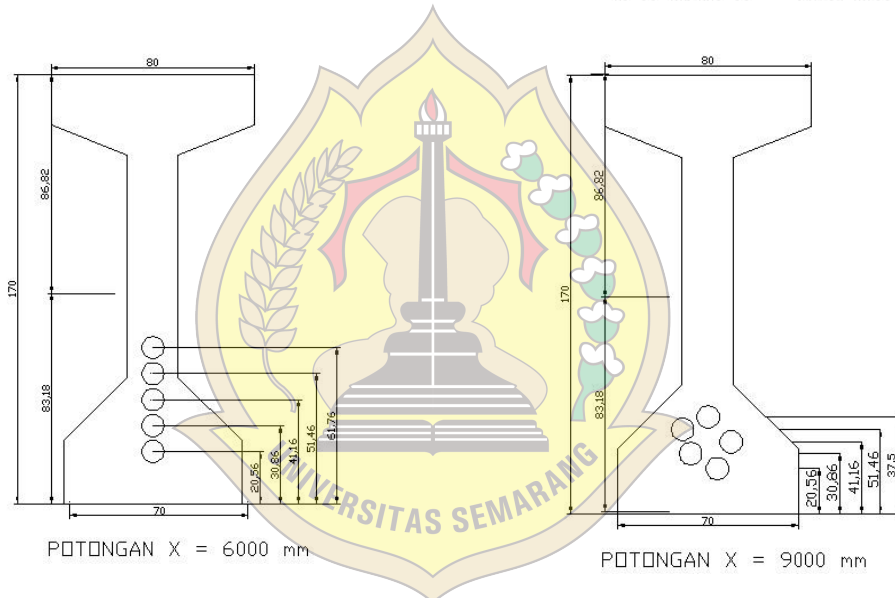
USM



POTONGAN X = 0 mm

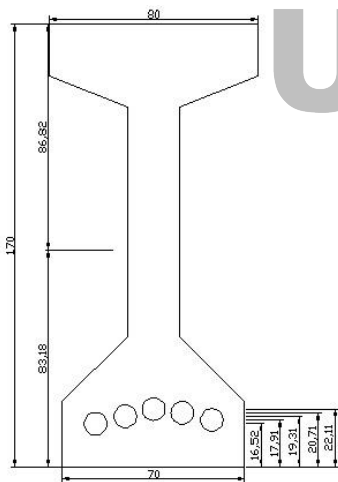


POTONGAN X = 3000 mm

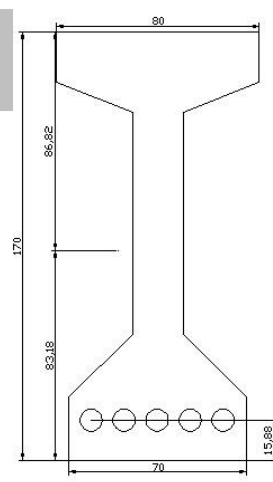


POTONGAN X = 6000 mm

POTONGAN X = 9000 mm



POTONGAN X = 12000 mm



POTONGAN X = 15500 mm

Gambar 4.46 Potongan Beton Prategang

4.3.5.9. Kontrol Terhadap Lendutan

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

Dimana :

δ = Lendutan yang terjadi (mm)

q = Beban merata (N/mm)

L = Panjang balok girder (mm)

E = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Momen inersia penampang girder (mm⁴)

E = 3,4 x 10⁴ MPa

Lendutan yang terjadi adalah :

A. Lendutan akibat gaya prategang awal (Pi) (δ_1)

$$T_i = 7380 \text{ kN}$$

$$= 0,738 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$M = T_i \cdot e$$

$$= 0,738 \cdot 10^7 \times 673$$

$$= 4,97 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

M dijadikan beban merata :

$$M = 1/8 q \cdot L^2$$

$$q = \frac{8 \cdot M}{L^2}$$

$$= \frac{8 \cdot 4,97 \cdot 10^9}{30000^2} = 44,178 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 44307}{384 \times 46}$$

$$= 55,642 \text{ mm } (\uparrow)$$

B. Lendutan akibat gaya prategang akhir (Peff) (δ_2)

$$T_{\text{eff}} = 7380 \text{ kN} \times 0,78 = 5756,4 \text{ kN}$$

$$= 5,756 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$M = T_i \cdot e$$

$$= 5,756 \cdot 10^6 \times 673$$

$$= 3,87 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

M dijadikan beban merata :

$$M = 1/8 q \cdot L^2$$

$$q = \frac{8 \cdot M}{L^2}$$

$$= \frac{8 \cdot 3,87 \cdot 10^9}{30000^2} = 34,4 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{34,4 \cdot 30^4}{418170}$$

$$= 21,89 \text{ mm } (\uparrow)$$

C. Lendutan akibat berat sendiri girder (δ_3)

$$q = 11,52 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{11,52 \cdot 30^4}{418170}$$

$$= 7,329 \text{ mm } (\downarrow)$$

D. Lendutan akibat berat balok diafragma (δ_4)

$$P = 612 \text{ N}$$

$$\delta = \frac{P \cdot L^3}{48EI}$$

$$\delta = \frac{612 \cdot 30^3}{48 \cdot 418170}$$

$$= 0,00002 \text{ mm } (\downarrow)$$

E. Lendutan akibat berat deck plat (δ_5)

$$q = 3,15 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 3,300}{384 \times 817}$$

$$= 2,004 \text{ mm } (\downarrow)$$

F. Lendutan akibat berat plat lantai (δ_6)

$$q = 11 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5 \times qL^4}{384EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1300}{384 \times 817}$$

$$= 6,999 \text{ mm } (\downarrow)$$

G. Lendutan akibat berat aspal (δ_7)

$$q = 2,04 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5 \times qL^4}{384EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 2,040}{384 \times 817}$$

$$= 1,298 \text{ mm } (\downarrow)$$

H. Lendutan akibat berat air hujan (δ_8)

$$q = 0,93 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5 \times qL^4}{384EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0,930}{384 \times 817}$$

$$= 0,592 \text{ mm } (\downarrow)$$

I. Lendutan akibat beban hidup merata (δ_9)

$$q = 23,5 \text{ N/mm}$$

$$\delta = \frac{5 \times qL^4}{384EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 23,50}{384 \times 817}$$

$$= 14,95 \text{ mm } (\downarrow)$$

J. Lentutan akibat beban hidup garis (δ_{10})

$$q = 1006,7 \text{ N}$$

$$\delta = \frac{P.L^3}{48EI}$$

$$\delta = \frac{1006,7}{48,44870}$$
$$= 0,034 \text{ mm } (\downarrow)$$

K. Lentutan yang diijinkan pada jembatan

$$\delta \leq (1/500) \times L$$

$$\leq (1/500) \times 30000$$

$$\leq 60 \text{ mm } (\downarrow)$$

Check :

1. Saat transfer

$$\delta_t = \delta_1 + \delta_3$$
$$= 55,642 - 7,329$$
$$= 48,313 \text{ mm } (\uparrow) \text{ Aman}$$

2. Saat akhir

$$\delta_a = \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 + \delta_6 + \delta_7$$
$$= 21,89 - 7,329 - 0,00002 - 2,004 - 6,999 - 1,298$$
$$= 4,26 \text{ mm } (\downarrow) \text{ Aman}$$

3. Saat layanan lalu lintas dan air hujan

$$\delta_p = \delta_a + \delta_8 + \delta_9 + \delta_{10}$$
$$= -4,26 - 0,592 - 14,95 - 0,034$$
$$= 19,836 \text{ mm } (\downarrow) < 62 \text{ mm } (\downarrow) \text{ Aman}$$

4.3.5.10. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

1. Akibat tegangan elastis beton

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$A_s = 54 \times 98,7 = 5330,34 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 10635 \text{ cm}^2 = 1063500 \text{ mm}^2$$

$$F_o = 7380 \text{ kN} = 7380000 \text{ N}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 34000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 487557780000 \text{ mm}^4$$

$$e = 673 \text{ mm}$$

$$M_G = 1660608000 \text{ Nmm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{34000} = 6,18$$

n = angka ekuivalen beton (Ec) dengan baja (Es)

$$F_{po} = \frac{F_o}{A_s} = \frac{7380000}{5330,34} = 1384,53$$

Kehilangan tegangan pada tendon terjadi akibat perpendekan beton yang disebabkan oleh gaya prategang pada 4 tendon lainnya. Meskipun gaya prategang berbeda pada ke-5 tendon, tetapi akan cukup dekat bila dianggap sebesar 1384,53 Mpa untuk seluruh tendon. Jadi gaya yang menyebabkan perpendekan adalah $= 5 \cdot 126,6 \cdot 1384,53 = 876407,49 \text{ N}$

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_p} + \frac{F_o \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e}{I}$$

$$= \frac{876407,49}{1063500} + \frac{876407,49 \cdot 673^2}{487557780000} - \frac{1660608000 \cdot 673}{487557780000}$$

$$= 14,09 \text{ Mpa}$$

$$ES = K_{es} \cdot \frac{E_s \cdot f_{cir}}{E_c}$$

Dimana $K_{es} = 0,5$ untuk komponen struktur pasca-tarik bila kabel-kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama.

$$ES = K_{es} \cdot n \cdot f_{cir}$$

$$= 0,5 \cdot 6,18 \cdot 14,09$$

$$= 43,54 \text{ Mpa}$$

$$ES \text{ untuk 5 tendon} = 43,54 \cdot 0,5 = 21,77 \text{ Mpa}$$

$$\%ES = \frac{ES}{F_{po}} \cdot 100\% = \frac{21,77}{1384,53} \cdot 100\% = 1,57 \%$$

2. Akibat rangkai beton

$$K_{cr} = 1,6 \text{ untuk komponen pasca-tarik}$$

$$n = 6,18$$

$$I = 487557780000 \text{ mm}^4$$

$$F_o = 7380000 \text{ N}$$

$$e = 673 \text{ mm}$$

M_p = Momen akibat berat sendiri balok, plat lantai, perkerasan, deck slab, dan balok diafragma

$$M_p = 4964866000 \text{ Nmm}$$

$$M_G = 1660608000 \text{ Nmm}$$

$$A_p = 1063500 \text{ mm}^2$$

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_p} + \frac{F_o \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e}{I}$$
$$= \frac{7380000}{1063500} + \frac{7380000 \cdot 673^2}{487557780000} - \frac{1660608000 \cdot 673}{487557780000}$$
$$= 11,5 \text{ Mpa}$$

f_{cd} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$$f_{cd} = \frac{M_p \cdot e}{I} = \frac{4964866000 \cdot 673}{487557780000} = 9,85 \text{ Mpa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot n \cdot (f_{cir} - f_{cd}) = 1,6 \cdot 6,18 \cdot (11,5 - 9,85) = 16,32 \text{ MPa}$$

$$\%CR = \frac{CR}{F_{po}} \cdot 100\% = \frac{16,32}{1384,53} \cdot 100\% = 1,2 \%$$

3. Akibat susut beton

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times (1 - 0,06 V/S) (100 - RH)$$

Dimana : K_{sh} = nilai untuk komponen struktur pasca-tarik

RH = Kelembaban relative

E_s = Modulus elastisitas tendon prategang

Sumber : Desain Struktur Beton Prategang T.Y.LIN & H.BURNS, 1982 hal.88

$$RH = 80 \%$$

$K_{sh} = 0,58$ untuk jangka waktu setelah perawatan basa sampai pada penerapan prategang, diambil 30 hari

$$\begin{aligned} V &= \text{Volume balok} \\ &= 683500 \cdot 30000 \\ &= 2,051 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \text{Luas permukaan balok} \\ &= 2.683500 + 2.40000 \cdot 250 + 40000 \cdot 700 + 2.40000 \cdot 354 + 2.40000 \cdot 880 + \\ &\quad 2.40000 \cdot 323 + 2.40000 \cdot 200 + 40000 \cdot 800 \\ &= 2,14 \cdot 10^8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SH &= 8,2 \cdot 10^{-6} \times 0,58 \times 210000 \times (1 - 0,06 \cdot 2,051 \cdot 10^{10} / 2,14 \cdot 10^8) (100 - 80) \\ &= 64,89 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\%SH = \frac{SH}{f_{po}} \cdot 100\% = \frac{64,89}{1384,53} \cdot 100\% = 4,68 \%$$

4. Akibat relaksasi baja

$$RE = [K_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C$$

$$C = \frac{f_{po}}{f_{pu}} = \frac{1384,53}{1900} = 0,72 \text{ dari tabel 4-6 hal.90 Buku T.Y LIN, didapat :}$$

$$C = 0,85$$

$$K_{re} = 35 ; J = 0,04 \text{ (Tabel 4-5 hal.90 Buku T.Y LIN)}$$

$$\begin{aligned} RE &= [35 - 0,04 \cdot (64,89 + 16,32 + 21,77)] \cdot 0,85 \\ &= 26,25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\%RE = \frac{RE}{f_{po}} \cdot 100\% = \frac{26,25}{1384,53} \cdot 100\% = 1,89 \%$$

5. Akibat angker slip

$$\Delta f_s = \frac{\Delta a_s}{L} \cdot E_s$$

Dimana : Δa_s = Besarnya angker slip (mm), biasanya diambil 6 mm

E_s = Modulus elastisitas baja prategang (Mpa)

L = Panjang tendon (mm)

Sumber : Collins and Mitchells, Prestressed Concrete Basics, 1987 hal.70

$$\Delta f_s = \frac{6}{31000} \cdot 210000 = 40,65 \text{ Mpa}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{40,65}{1384,53} \times 100 \% = 2,94 \%$$

Kehilangan Tegangan Total

Menurut T.Y.LIN & H.Burns : Sulit untuk menyamaratakan jumlah kehilangan gaya prategang, karena hal tersebut tergantung dari banyak faktor, sifat-sifat beton dan baja, pemeliharaan dan keadaan kelembaban, besar dan waktu penggunaan gaya prategang, dan proses prategang. Untuk sifat baja dan beton rata-rata, yang dirawat dalam kondisi udara rata-rata, presentase-presentase yang ditabelkan dibawah ini dapat diambil sebagai kehilangan gaya prategang rata-rata

- Tegangan elastis beton (ES)	= 1,57 %
- Rangkak beton (CR)	= 1,2 %
- Susut beton (SH)	= 4,68 %
- Relaksasi baja (RE)	= 1,89 %
- Angker slip (Δf_s)	= 2,94 % +
Kehilangan rata-rata	= 12,28 %

4.3.6. Perencanaan *End Block*

Akibat stressing maka pada ujung balok terjadi tegangan yang besar dan untuk mendistribusikan gaya prategang tersebut pada seluruh penampang balok, maka perlu suatu bagian ujung block (*end block*) yang panjangnya sama dengan tinggi balok dengan seluruhnya merata selebar flens balok. Pada bagian *end block* tersebut terdapat 2 (dua) macam tegangan yang berupa :

1. Tegangan tarik yang disebut *Bursting Zone* terdapat pada pusat penampang di sepanjang garis beban.
2. Tegangan tarik yang tinggi yang terdapat pada permukaan ujung *end block* yang disebut *Spelling Zone* (daerah yang terkelupas).

Untuk menahan tegangan tarik di daerah *Bursting Zone* digunakan sengkang atau tulangan spiral longitudinal. Sedangkan untuk tegangan tarik di daerah *Spelling*

❖ **Perhitungan Gaya pada Permukaan End Block**

$$\text{Untuk } F = \frac{7321,52 \text{ kN}}{5} = 1464,30 \text{ kN}$$

Tabel 4.7 Perhitungan Gaya pada Permukaan End Block

Prisma	Jarak Angkur		Gaya (F)(kN)	Surface Force	
	a1	a2		0,04*F (kN)	0,2x
1	13,71	31,97	1464,30	58,57	23,383
2	13,71	13,71	1464,30	58,57	0,000
3	13,71	13,71	1464,30	58,57	0,000
4	13,71	13,71	1464,30	58,57	0,000
5	28,35	13,71	1464,30	58,57	-15,438

$$T_{o1 \max} = 58570 \text{ N}$$

T_{o1} ditahan oleh *Net Reinforcement* yang ditempatkan di belakang pelat pembagi.

Kita gunakan tulangan dengan $f_y = 400 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{58570}{400} = 146,425$$

Maka dipasang tulangan 4 Ø 6 mm ($A_s = 113 \text{ mm}^2$).

$$T_{o2 \max} = 23,383 \text{ kN}$$

Ditempatkan di belakang dinding *end block*. Kita gunakan tulangan dengan $f_y = 400 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{23383}{400} = 58,4575$$

Maka dipasang tulangan 4 Ø 6 mm ($A_s = 53,52 \text{ mm}^2$).

❖ **Perhitungan Tulangan pada *Bursting Zone***

Diameter tiap jangkar = 6,35 cm

$$2a' = 0,88 d = 0,88 \times 6,35 = 5,588 \text{ cm} = 0,056 \text{ m}$$

Tabel 4.8 Perhitungan Tulangan pada *Bursting Zone*

No.	Keterangan	Bursting Zone					Satuan
		Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Prisma 4	Prisma 5	
1	Gaya prategang	1464,3	1464,3	1464,3	1464,3	1464,3	kN
2	Sisi prisma (2a)	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	m
3	Lebar bearing (2a')	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	m
4	$T = \frac{2a'}{2a}$	0,169	0,169	0,169	0,169	0,169	
5	$TS = \frac{F}{a} \times (1-T)$	81,12	81,12	81,12	81,12	81,12	kN
6	Koefisien reduksi	1	1	1	1	1	
7	Angkur miring $TS' = 1,1 TS$	89,23	89,23	89,23	89,23	89,23	kN
8	$f_y = a$	400	400	400	400	400	Mpa
9	$AS = \frac{TS'}{a}$	223,09	223,09	223,09	223,09	223,09	mm ²
10	Tulangan terpasang	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6	
11	Luas tulangan terpasang	113	113	113	113	113	mm ²

4.3.7. Shear Connector

4.3.7.1. Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Karena hubungan antara lantai jembatan dengan gelagar beton prategang merupakan hubungan komposit, dimana dalam hubungan ini, lantai dengan gelagar beton tidak dicor dalam satu kesatuan, maka perlu diberi penahan geser agar hubungan antara lantai dengan gelagar beton dapat bekerja secara bersamaan dalam menahan beban.

Diketahui

Bentang jembatan : 30 meter

Beban yang diterima gelagar :

- Beban merata (qd)

- Berat Pelat Beton $q_{\text{plat}} = b \times h \times B_{\text{beton}}$
 $= 1,85 \times 0,25 \times 2400 = 1100 \text{ kg/m}^2$
- Berat Lapisan Aspal $q_{\text{aspal}} = b \times t \times B_{\text{aspal}}$
 $= 1,85 \times 0,05 \times 2200 = 203,5 \text{ kg/m}^2$
- Berat balok $q_d = A_{\text{balok}} \times B_{\text{beton}}$
 $= 0,480 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m}^2$

- Berat air hujan $q_{\text{air}} = b \times t_h \times \text{BJ air}$

$$= 1,85 \times 0,05 \times 1000 = \underline{92,5 \text{ kg/m}}$$

$$Q_{D2} = 2548 \text{ kg/m'}$$

- Beban terpusat (p)

Akibat balok diafragma = 612kg (dengan jarak seperti pada gambar pemodelan beban bawah)

- Beban lajur D terdiri dari :

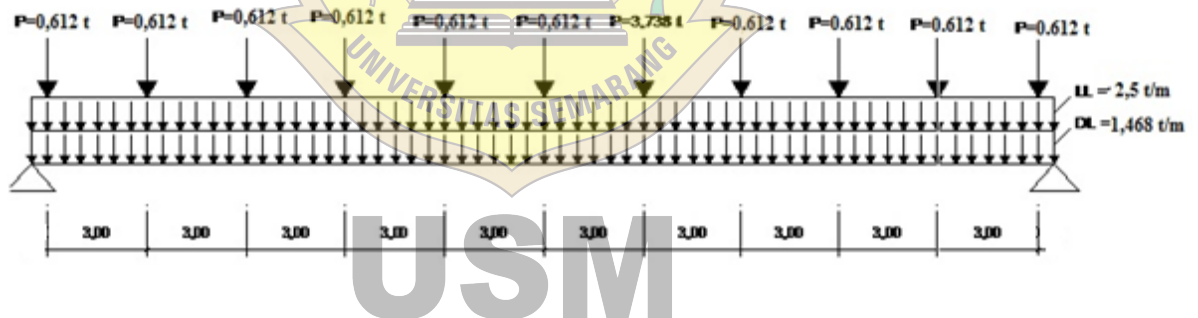
Beban terbagi rata sebesar q ton per m' per jalur

$$q = 2,2 \text{ t/m' - } \frac{1,1}{60} \times (L-30) \text{ t/m' untuk } 30 \text{ m} < L < 60 \text{ m (L = 30m)}$$

$$q = 2,182$$

$$q' = \frac{q}{275} \times \alpha \times s$$

$$= \frac{2182}{275} \times 1 \times 18 = 1,468 \text{ t/m'}$$



Gambar 4.48 Pembebanan Shear Connector

1. Jarak 0 – 3,5 m

Dmax	: 78,737 ton
d (tinggi efektif komposit)	: 1700 + 250 – 40 = 1910 mm
b (bidang kontak)	: 800 mm
V (koef. Gesek)	: 1
Q (faktor reduksi)	: 0,6

$$\sigma = \frac{D_{max}}{b \times d} = 51,53 \text{ ton/m}^2 = 5,153 \text{ kg/cm}^2$$

σ_n = tegangan geser yang ditahan bidang kontak
 = 5,5 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, tidak terlalu kasar dan tanpa *shear connector*)
 = 2,4 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, sedikit kasar dan menggunakan *shear connector* minimum)

σ_{sc} = tegangan geser yang dapat ditahan oleh *shear connector*
 = $\sigma - Q * V_n$
 = 5,153 - 0,6 * 5,5
 = 1,853 kg/cm²

Digunakan *shear connector* dengan tulangan D13 (As = 133 mm²)

Jarak pemasangan *shear connector* = $\frac{A_s * f_y * V}{\sigma_{sc} * b} = \frac{133 * 200}{1,853 * 80} = 28,710$ cm

Jarak yang diambil antar *shear connector* = 10 cm < 28,710 cm AMAN!

Jadi untuk *shear connector* digunakan tulangan **D13-100**

2. Jarak 3,5 – 9,5 m

Dmax : 60,401 ton
 d (tinggi efektif komposit) : 1700 + 250 = 1950 mm
 b (bidang kontak) : 800 mm
 V (koef. Gesek) : 1
 Q (faktor reduksi) : 0,6

$\sigma = \frac{D_{max}}{b * d} = 39,529$ ton/m² = 3,953 kg/cm²

σ_n = tegangan geser yang ditahan bidang kontak
 = 5,5 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, tidak terlalu kasar dan tanpa *shear connector*)
 = 2,4 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, sedikit kasar dan menggunakan *shear connector* minimum)

σ_{sc} = tegangan geser yang dapat ditahan oleh *shear connector*
 = $\sigma - Q * V_n$
 = 3,953 - 0,6 * 5,5
 = 1,653 kg/cm²

Digunakan *shear connector* dengan tulangan D13 (As = 133 mm²)

$$\text{Jarak pemasangan } shear \text{ connector} = \frac{A_s * f_y * V}{\sigma_{sc} * b} = \frac{133200}{16580} = 32.184 \text{ cm}$$

Jarak yang diambil antar shear connector = 150 cm < 32.184 cm AMAN!

Jadi untuk *shear connector* digunakan tulangan **D13-150**

3. Jarak 9,5 – 15,5 m

Dmax : 30,017 ton (nomor 3)

d (tinggi efektif komposit) : 1700 + 250 – 40 = 1910 mm

b (bidang kontak) : 800 mm

V (koef. Gesek) : 1

Q (faktor reduksi) : 0,6

$$\sigma = \frac{D_{max}}{b * d} = 19,645 \text{ ton/m}^2 = 1,965 \text{ kg/cm}^2$$

σ_n = tegangan geser yang ditahan bidang kontak

= 5,5 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, tidak terlalu kasar dan tanpa *shear connector*)

= 2,4 kg/cm² (jika bidang kontak bersih, sedikit kasar dan menggunakan *shear connector* minimum)

σ_{sc} = tegangan geser yang dapat ditahan oleh *shear connector*

$$= \sigma - Q * V_n$$

$$= 1,965 - 0,6 * 5,5$$

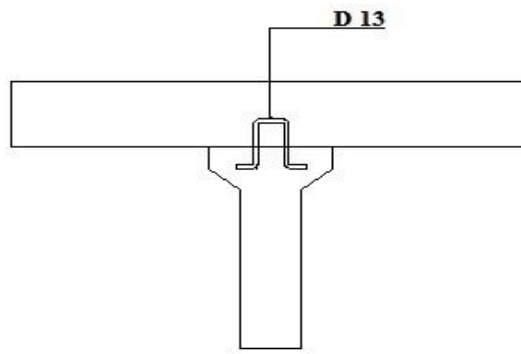
$$= 1,335 \text{ kg/cm}^2$$

Digunakan *shear connector* dengan tulangan D13 ($A_s = 133 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak pemasangan } shear \text{ connector} = \frac{A_s * f_y * V}{\sigma_{sc} * b} = \frac{1332400}{1,3380} = 39,85 \text{ cm}$$

Jarak yang diambil antar shear connector = 15 cm < 39,85 cm AMAN!

Jadi untuk *shear connector* digunakan tulangan **D13-150**



Gambar 4.49 Shear Connector

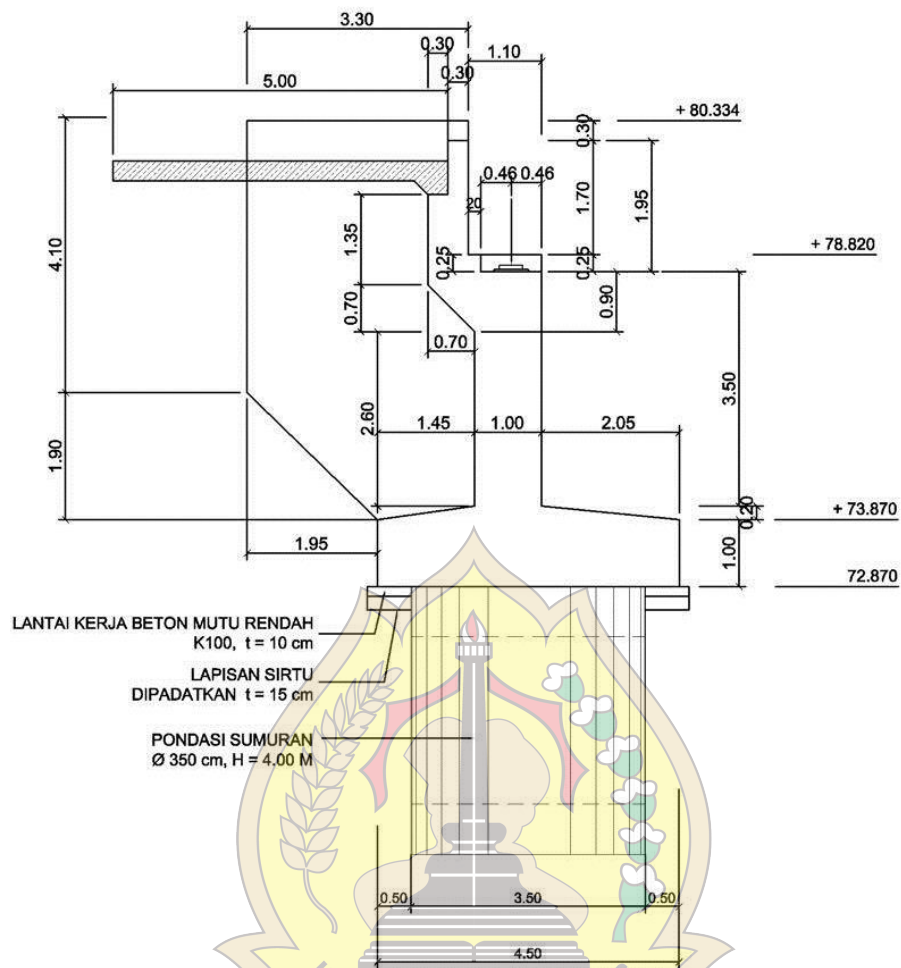
4.4. Perencanaan Konstruksi Bangunan Bawah Jembatan

Fungsi utama bangunan bawah jembatan adalah untuk menyalurkan semua beban yang bekerja pada bangunan atas ke tanah.

Perencanaan konstruksi bawah jembatan yang akan dibahas disini meliputi :

1. Perencanaan *Bearing*
2. Perencanaan Pelat Injak
3. Perencanaan Wing Wall
4. Perencanaan *Abutment*
5. Perencanaan pondasi Sumuran

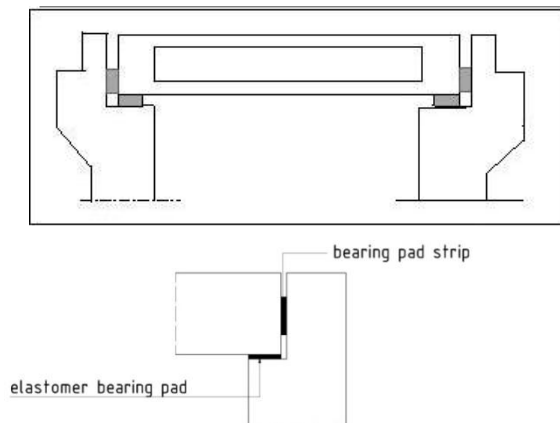
Perencanaan elemen – elemen struktural pembentuk konstruksi bangunan bawah jembatan secara detail akan disajikan dalam sub – sub bab sesuai dengan jenis elemennya.



Gambar 4.50 Struktur Bawah Jembatan

4.4.1. Perencanaan *Bearing*

Untuk perletakan jembatan direncanakan penggunaan bearing merk CPU buatan Indonesia.



Gambar 4.51 Bearing pad dan elastomeric bearing

1. CPU Elastomeric Bearings

a. Spesifikasi :

- Merupakan bantalan atau perletakan *elastomer* yang dapat menahan beban berat, baik yang vertikal maupun horisontal
- Bantalan atau perletakan *elastomer* disusun atau dibuat dari lempengan *elastomer* dan logam yang disusun secara lapis berlapis.
- Merupakan satu kesatuan yang saling melekat kuat, diproses dengan tekanan tinggi.
- Bantalan atau perletakan elastomer berfungsi untuk meredam getaran, sehingga kepala jembatan (*abutment*) tidak mengalami kerusakan.
- Lempengan logam yang paling luar dan ujung – ujungnya *elastomer* dilapisi dengan lapisan *elastomer* supaya tidak berkarat.
- Bantalan atau perletakan *elastomer* juga disebut bantalan *Neoprene* yang dibuat dari karet sintesis.

b. Pemasangan :

- Bantalan atau perletakan elastomer dipasang diantara tumpuan kepala jembatan dan gelagar jembatan.
- Untuk perletakan bantalan atau perletakan elastomer dengan beton atau besi dapat dipergunakan lem *expoxy rubber*.

c. Pemasangan :

Selain ukuran – ukuran standar yang sudah ada, dapat dipesan ukuran sesuai pesanan

d. Pendimensian :

Besar beban vertikal maksimum (V_{max})

$$V_{max} = 76,284 \text{ ton}$$

Gaya – gaya yang bekerja pada *elastomer* antara lain :

- Gaya vertikal = $V_{max} = 76,284 \text{ ton} = 762,84 \text{ KN}$
- Kerja beban horisontal (H_r) sebesar 5% beban D tanpa koefisien kejut.

$$H_r = 5\% \times 272,73 \text{ KN} = 13,637 \text{ KN}$$

Digunakan :

Elastomeric Bearings ukuran 300 mm x 400 mm

Beban vertikal maksimum = 1200 KN

Jumlah elastomer yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_{total}}{V_{maks}} = \frac{762,84}{1200} = 0,636 \sim 1 \text{ buah}$$

Cek Gelincir

Untuk balok beton menggunakan rumus :

$$\frac{H_{rmax}}{P} \leq 0,2$$

H_{rmax} = Gaya Horisontal

P = Gaya Vertikal

$$\frac{13,637}{762,84} = 0,018 \leq 0,2$$

Cek Dimensi

S = faktor bentuk

= 4 (syarat ≥ 4)

a = lebar pad searah gelagar (cm)

b = panjang pad tegak lurus gelagar (cm)

tc = tebal satu lapis pad (cm)

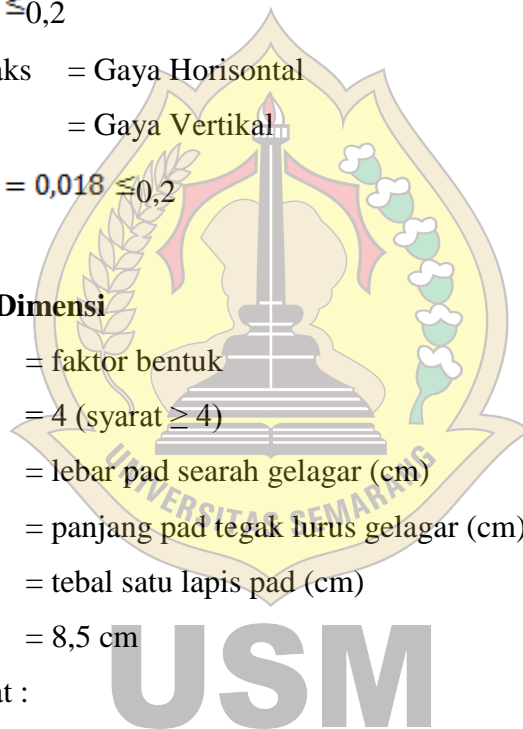
tc = 8,5 cm

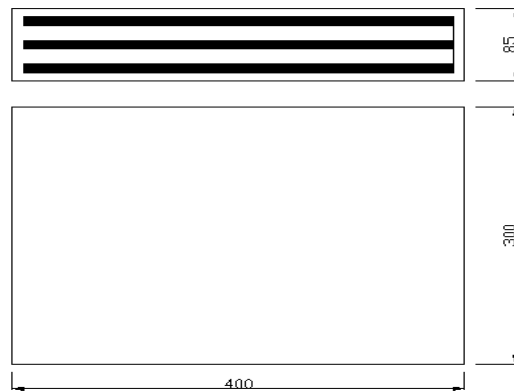
Syarat :

$$a \geq 4\Sigma t \quad b \geq 4\Sigma t$$

$$a \geq 4.8,5 \quad b \geq 4.8,5$$

$$300 \geq 34 \quad 400 \geq 34$$





Gambar 4.52 Bearing Pad

2. Bearing Pad Strip

a. Spesifikasi :

- Merupakan lembaran karet (*elastomer*) tanpa plat baja.
- Berfungsi untuk meredam getaran mesin maupun ujung gelagar
- Dipasang diantara beton dengan beton atau beton dengan besi

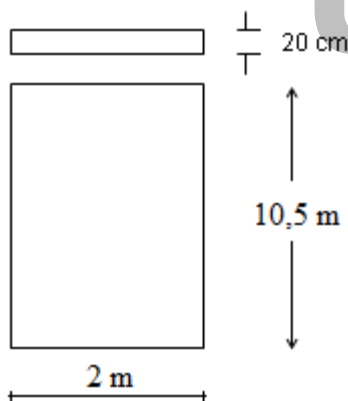
b. Ukuran :

Selain ukuran – ukuran standar yang sudah ada, dapat dipesan ukuran sesuai pesanan

c. Pendimensian

Pendimensian diperhitungkan berdasarkan beban horisontal yang bekerja (beban akibat rem / akibat gempa) diambil yang terbesar.

4.4.2. Pelat Injak



Tebal pelat injak direncanakan 20 cm. Panjang pelat injak disesuaikan dengan lebar abutment yang direncanakan 10.5 m, sedangkan lebar pelat injak tersebut 2 m.

Diambil lebar strok = 1,00 m

Muatan q :

- Berat Pelat = $0,30 \times 2,4 \times 1,00 = 0,72 \text{ t/m}$
 - Berat Aspal = $0,05 \times 2,2 \times 1,00 = 0,11 \text{ t/m}$
 - Berat Sirtu = $0,60 \times 2 \times \frac{1,00}{2} = 1,2 \text{ t/m}$ +
- Total beban (q_d) = $2,03 \text{ t/m}$

Muatan P :

$$\text{Beban garis} = \frac{1,00}{2,75} \times 12 = 4,364 \text{ t/m}$$

$$d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times L^2\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 2,03 \times 2^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 4,364 \times 2^2\right) \\ &= 1,015 + 4,364 \\ &= 5,379 \text{ tm} = 537900 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{537900}{0,8} = 67237,5 \text{ kg.cm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2} = \frac{67237,5}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 290,5 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,047$$

$$\omega_n = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,047} = 0,048$$

$$\rho = \frac{\omega_n \cdot 0,85 \cdot f'c}{f_y} = \frac{0,048 \cdot 0,85 \cdot 290,5}{3200} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{3200} = 0,00438$$

$$\rho_{\max} = \frac{0,85 \cdot 0,75 \cdot f'c}{f_y} \times \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,75 \cdot 290,5}{3200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 3200}\right)$$

$$= 0,03774$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d = 0,00438 \times 100 \times 27 \\ &= 11,813 \text{ cm}^2 = 1181,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

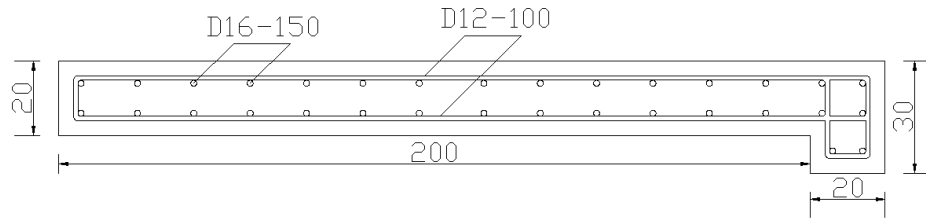
Dari perhitungan di atas, dipakai tulangan D16 - 150

As yang terpasang = $1259,76 \text{ mm}^2 > 1181,3 \text{ mm}^2$

Tulangan bagi = $20\% \times 1181,3 = 236,26 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan bagi D12 – 200

As' yang terpasang = $565,2 \text{ mm}^2 > 236,26 \text{ mm}^2$



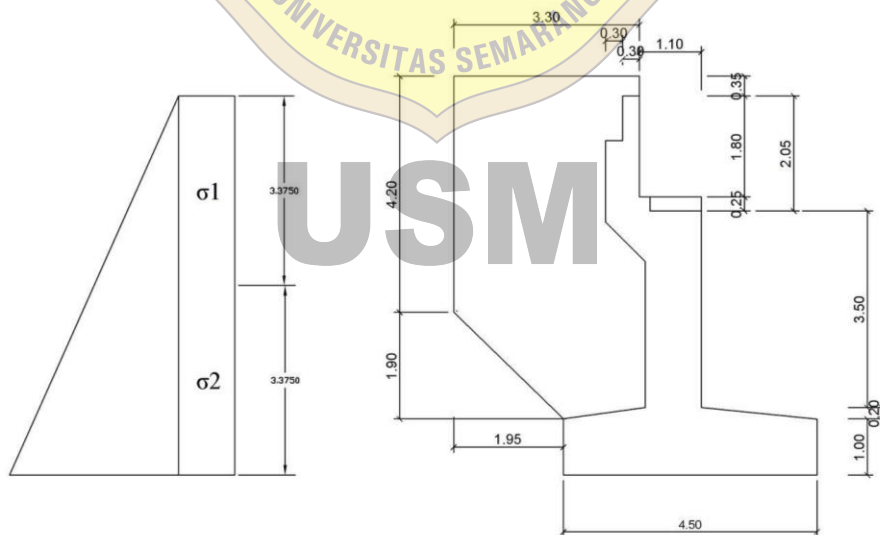
Gambar 4.53 Penulangan Plat Injak Ujung

4.4.3. Perencanaan Wing Wall

Wing wall merupakan bagian konstruksi dari jembatan yang menyatu dengan struktur abutment. Wing wall berfungsi sebagai penahan tanah isian, yang nantinya sebagai pondasi untuk jalan.

Perencanaan wing wall bertujuan untuk menahan stabilisasi tanah urugan di belakang abutment.

Data – data teknis :



Gambar 4.54 Pembebanan untuk Wing Wall

Data tanah urugan :

$$\gamma_t = 26,39 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

➤ Akibat tekanan tanah

Koefisien tekanan tanah :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 3$$

$$q = 0,6 \times \gamma = 0,6 \times 26,39 = 15,83 \text{ kN/m}^3$$

Tegangan – tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (q \times k_a) \\ &= (15,83 \times 0,333) \\ &= 5,27 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= (\gamma \times k_a \times h) \\ &= (26,39 \times 0,333 \times 5,75) \\ &= 50,53 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif :

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times 3,375 + \sigma_1 \times 3,375 \\ &= \frac{1}{2} \times 50,53 \times 3,375 + 5,27 \times 3,375 \\ &= 103,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Penulangan Wing Wall

Tebal plat = 500 mm

d diambil 460 mm

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \times P_a \times l^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 103,05 \times 3,3^2 \\ &= 561,11 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka :

$$\frac{M_u}{b d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y (1 - 0,575 \times \rho \times f_y / f'_c)$$

$$\frac{561,11 \times 10^6}{1000 \times 460^2} = \rho \times 0,8 \times 4000 (1 - 0,575 \times \rho \times 4000 / 35)$$

$$207085,71 \rho^2 - 3200 \rho + 2,652 = 0$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (1/8 \times q \times L^2) + (1/4 \times p \times L^2) \\ &= (1/8 \times 15,83 \times 3,3^2) + (1/4 \times 103,05 \times 3,3^2) \\ &= 302,10 \text{ tm} = 3021000 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{3021000}{0,8} = 3776250 \text{ kg cm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{3776250}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 500 \cdot 460^2} \\ &= 0,0015 \end{aligned}$$

$$\omega_n = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n}$$

$$\begin{aligned} &= 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0015} \\ &= 0,0015 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{\omega_n \cdot 0,85 \cdot f_c}{f_y} = \frac{0,0015 \cdot 0,85 \cdot 35}{400} = 0,000011$$

$$\rho_{\text{Min}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{400} = 0,035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{Max}} &= \frac{0,85 \cdot 0,75 \cdot f_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,75 \cdot 35}{400} \times \frac{6000}{6000 + 400} \\ &= 0,052 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{\text{min}}$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{min}} \times b \times d = 0,035 \times 500 \times 460 \\ &= 8050 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

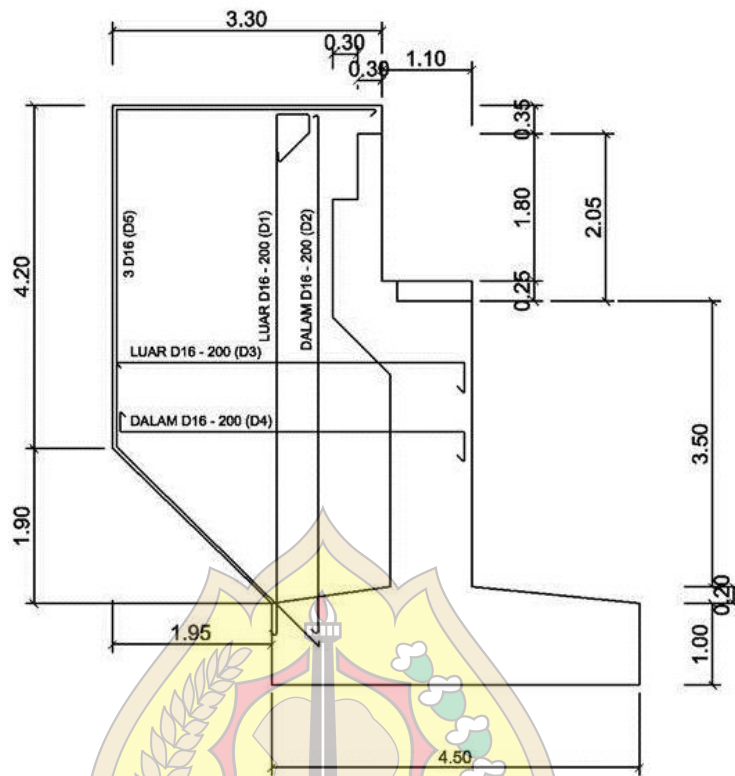
Dari perhitungan diatas, dipakai D16-150

$$A_s \text{ yang terpasang} = 1259,76 \text{ mm}^2 > 8050 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulang bagi} = 20\% \times 8050 = 1610 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan bagi D16 – 250

$$A_s \text{ terpasang} = 565,2 \text{ mm}^2 < 8050 \text{ mm}^2$$

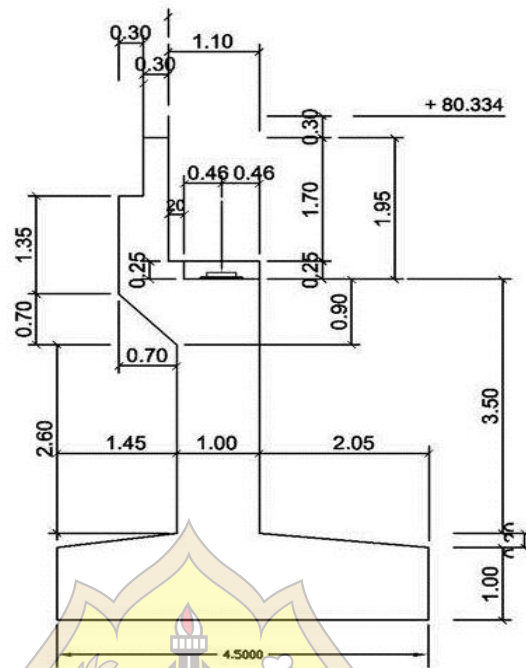


Gambar 5.55 Penulangan Wing Wall

4.4.4 Perencanaan *Abutment*

Kepala jembatan (*abutment*) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban (beban mati dan beban hidup) dari bangunan atas dan tekanan tanah ke pondasi. Apabila daya dukung tanah yang terdapat di bawah abutment tidak memenuhi maka daya dukungnya harus ditambah dengan pondasi dalam (pondasi sumuran, pondasi caisson). Adapun jenis pondasi yang digunakan adalah tergantung dari jenis tanah yang ada di bawah struktur tersebut.

Pada jembatan Jabungan dengan bentang 30 meter dengan menggunakan pondasi sumuran dengan tinggi total abutment 6,65 meter dan lebar abutment 4,5 meter. Perencanaan abutment meliputi perencanaan pembebanan abutment, perhitungan stabilitas abutment dan penulangan abutment.

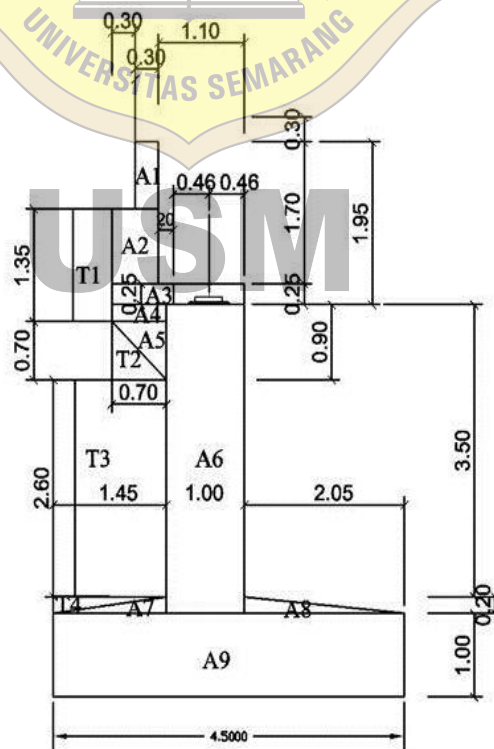


Gambar 4.56 Perencanaan Abutment

4.4.4.1. Pembebanan Abutment

1. Gaya Vertikal

a. Beban Akibat Berat Sendiri Abutment (G)



Gambar 4.57 Pembebanan vertikal abutment

1. Gaya vertikal

A. Reaksi dari bangunan atas

Tabel 4.9 perhitungan beban mati jembatan

No	Beban	L (m)	B (m)	h (m)	A (m)	Bj (m)	Jumlah	Wba
1	Lapis perkerasan	20	6	0,05	0,3	2,2	1	13,2
2	Air hujan	20	7	0,05	0,35	1	1	7
3	Lantai jembatan	20	7	0,20	1,40	2,5	1	70
4	Balok girder	20	0,7	1,4	0,98	2,5	5	245
5	Diafragma	0,7	0,35	0,7	0,25	2,5	16	7
6	Trotoar	20	0,8	-	0,10	2,5	2	10
7	Pipa sandaran	20	-	-	-	0,0035	4	0,43
8	Tiang sandaran	0,55	0,16	0,1	0,016	2,5	10	0,22
								352,85

$$Wba = 352,85/2$$

$$= 176,425 \text{ ton} = 1764,25 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik A ($X_{ba} = 2,7 \text{ m}$)

b. Gaya akibat beban sendiri abutment dan tanah di atasnya

Dengan : -Lebar abutment = 4,5 m

1. Berat jenis beton = 25 kN/m³

2. Berat jenis tanah = 18 kN/m³

No	Berat W (KN)	X (m)	W.X (KNm)	Y (m)	W.Y (KNm)
A1	$0,5 \times 0,3 \times 0,3 \times 2 \times 25 = 2,25$	0,15	0,34	0,3	0,67
A2	$10 \times 0,6 \times 0,9 \times 25 = 135$	0,3	40,5	0,45	60,75
A3	$10 \times 0,8 \times 0,25 \times 25 = 50$	0,4	20	0,12	6
A4	$10 \times 0,7 \times 0,2 \times 25 = 35$	0,35	12,25	0,1	3,5
A5	$10 \times 0,7 \times 0,7 \times 0,5 \times 25 = 61,25$	0,175	10,72	0,14	8,57
A6	$10 \times 1,0 \times 3,5 \times 25 = 87,5$	0,5	43,75	1,75	153,12
A7	$10 \times 1,45 \times 0,2 \times 0,5 \times 25 = 36,25$	0,36	13,05	0,05	1,81
A8	$10 \times 2,05 \times 0,2 \times 0,5 \times 25 = 51,25$	0,51	26,14	0,05	2,56
A9	$10 \times 1,0 \times 4,5 \times 25 = 112,5$	2,25	253,12	0,5	56,25
	Jumlah	571	419,87		293,23
T1	$10 \times 0,75 \times 2,05 \times 18 = 276,75$	0,37	102,40	1,02	282,28
T2	$10 \times 0,7 \times 0,7 \times 0,5 \times 18 = 44,1$	0,17	7,50	0,17	7,50
T3	$10 \times 1,45 \times 2,6 \times 18 = 675,6$	0,72	486,432	1,3	878,28
T4	$10 \times 1,45 \times 0,2 \times 0,5 \times 18 = 26,1$	0,72	18,79	0,05	1,30
	Jumlah	1022,55	615,122		1169,36

- Letak titik berat abutment dari titik A :

$$X = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{419,87}{571} = 0,73 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{293,23}{571} = 0,51 \text{ m}$$

- Letak titik berat tanah dari titik A :

$$X = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{615,122}{1022,55} = 0,60 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{1169,36}{1022,55} = 1,14 \text{ m}$$

C. Gaya akibat beban hidup

- Beban merata $q = 15,83\text{t/m}$, $L = 30 \text{ m}$

$$q' = \left(\frac{5,5}{2,75} * 15,83 * 100\% + \frac{0,5}{2,75} * 15,83 * 50\% \right) * 30 = 992,97 \text{ ton}$$

$$\text{beban merata untuk abutment} = 0,5 * 992,97 = 496,48 \text{ ton} = 4964,8 \text{ kN}$$

$$\text{Beban garis } P = 12$$

$$K = 1,28$$

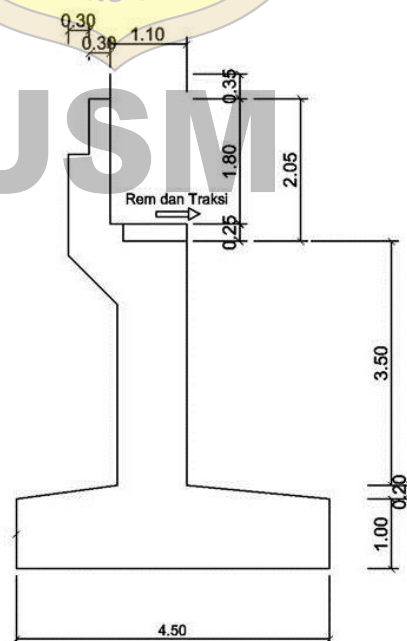
$$P' = \left(\frac{5,5}{2,75} * 12 * 100\% + \frac{0,5}{2,75} * 12 * 50\% \right) * 1,28 = 32,12 \text{ ton} = 321,1\text{kN}$$

$$\text{Beban hidup total pada abutment} = 496,48 + 32,12 = 528,6 \text{ ton} = 5286\text{kN}$$

$$\text{Lengan terhadap titik A, } X = -2,7 \text{ m}$$

2. Gaya Horisontal

A. Gaya horisontal akibat gaya rem dan traksi



Gambar 4.58 Pembebanan akibat Gaya Rem dan traksi

$$\begin{aligned}
 R_t &= 5\% \text{ dari beban hidup tanpa koefisien kejut} \\
 &= 5\% * (70,4 + 12) \\
 &= 4,12 \text{ ton} \\
 &= 41,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jarak terhadap titik A, $y = 6,2 \text{ m}$

b. Gaya akibat gempa bumi

Besar gaya gempa :

$$G_h = C * W$$

Dimana :

G_h = gaya horisontal akibat gempa

C = 0,14 (koefisien gempa untuk daerah Jawa Tengah)

W = Beban mati dari Konstruksi yang ditinjau

1. Gaya gempa terhadap abutment :

$$W_a = 1867 \text{ kN}$$

$$G_{ha} = 0,14 * 1867 = 246,99 \text{ kN} \quad y = 2,47$$

2. Gaya gempa terhadap bangunan atas :

$$W_{ba} = 1764,25 \text{ kN}$$

$$G_{ba} = 0,14 * 1764,25 = 246,99 \text{ kN} \quad y = 6,2$$

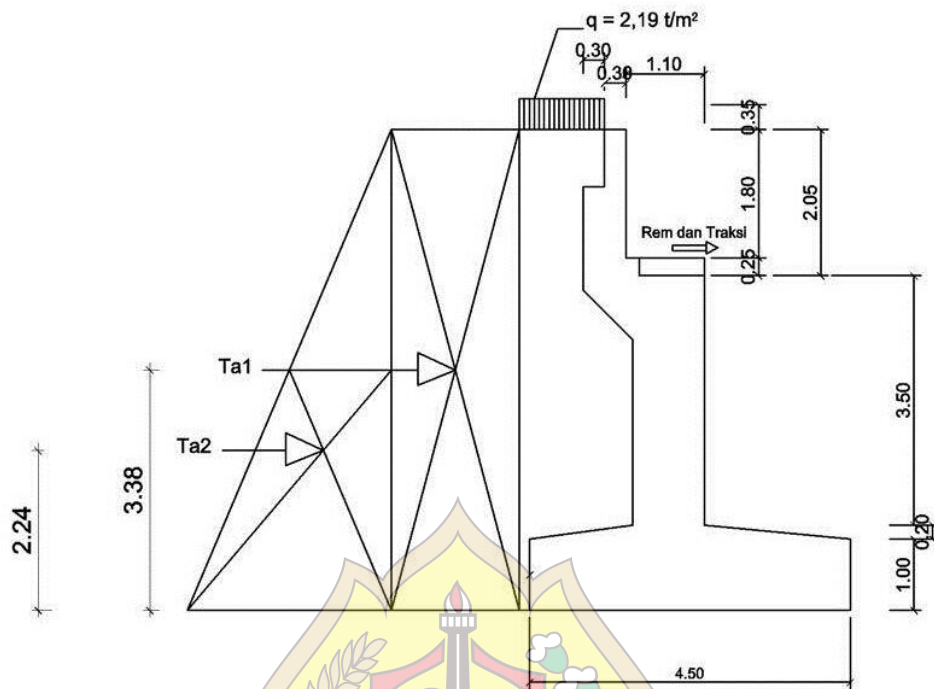
3. Gaya gempa terhadap tanah di atas abutment

$$W_t = 1030,68 \text{ kN}$$

$$G_t = 0,14 * 1030,68 = 144,29 \text{ kN} \quad y = 4,57$$

B. Akibat tekanan tanah aktif





Gambar 4.59 Pembebanan Horisontal akibat tekanan tanah aktif

Berat jenis tanah urugan (γ) = 2,6 t/m³

Sudut geser tanah urugan (ϕ) = 30°

Menurut PPJJR 1987 ps 1,4 akibat muatan lalu lintas diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi 60 cm, sehingga beban merata diatas abutment :

$$q_1 = 0,6 \cdot 2,6 = 1,56 \text{ t/m}^2 = 15,6 \text{ kN/m}^2$$

Akibat berat pelat injak, aspal, dan lapis pondasi :

$$q_2 = (0,2 \cdot 2,5) + (0,05 \cdot 2,20) + (0,25 \cdot 2,00) \\ = 1,11 \text{ t/m}^2 = 11,1 \text{ kN/m}^2$$

Beban merata total :

$$q = q_1 + q_2 = 1,08 + 1,11 = 2,19 \text{ t/m}^2 = 21,9 \text{ kN/m}^2$$

Koefisien tekanan tanah :

$$K_a = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{30}{2} \right] = 0,33$$

Gaya yang bekerja per meter lebar tekanan tanah aktif :

$$T_{a1} = q \cdot K_a \cdot H = 21,9 \cdot 0,33 \cdot 7,8 = 56,37 \text{ kN/m}$$

$$Ta_2 = 0,5 * \gamma * ka * H^2 = 0,5 * 18 * 0,33 * 7,8^2 = 180,69 \text{ kN/m} +$$

$$Ta \text{ total} = 237,06 \text{ kN/m}$$

Berat total tekanan tanah sepanjang 6,75 m $237,06 * 6,75 = 1600,15 \text{ kN}$

$$\text{Titik berat dari titik A, (y)} = \frac{(56,37 * 3,9) + (180,69 * 2,6)}{237,06} = 2,9 \text{ m}$$

Gaya gesek pada tumpuan

Gaya gesek pada tumpuan dirumuskan :

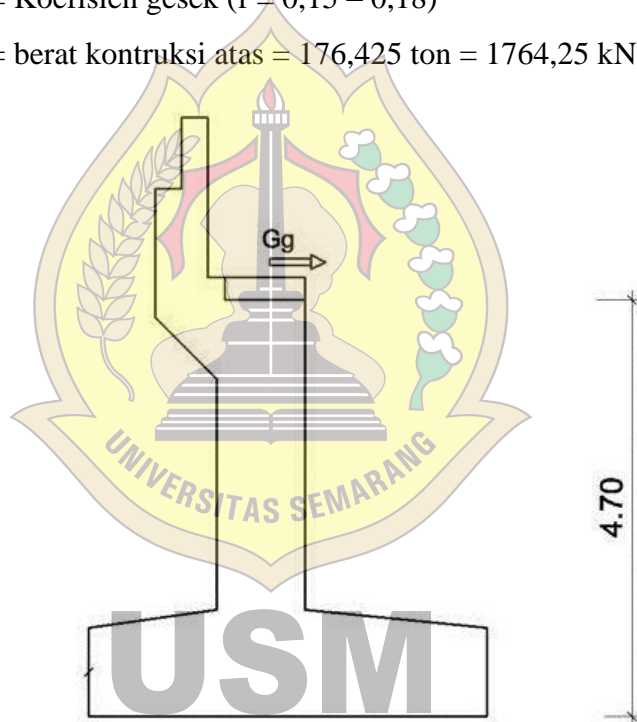
$$Gg = fs * Wba$$

Dimana :

Gg = gaya gesek antara tumpuan dengan beton/baja

Fs = Koefisien gesek (f = 0,15 – 0,18)

Wba = berat kontruksi atas = 176,425 ton = 1764,25 kN



Gambar 4.60 Pembebanan Horisontal akibat gaya gesek tumpuan

Jadi besarnya gaya gesek pada tumpuan :

$$Gg = 0,15 * 1764,25 = 264,63 \text{ kN}$$

Jarak terhadap titik A, y = 4,70 m

4.4.4.1.1 Kombinasi Pembebanan

Kestabilan konstruksi harus di tinjau berdasarkan komposisi pembebanan dan gaya yang mungkin akan terjadi. Menurut PPJJR – SKBI -1987, tegangan

atau gaya yang digunakan dalam pemeriksaan kekuatan konstruksi yang bersangkutan dikalikan terhadap tegangan ijin atau tegangan batas yang telah ditentukan dalam prosen.

Kombinasi pembebanan pada perencanaan abutment sesuai dengan aturan yang tercantum dalam PPJJR hal. 21 adalah sebagai berikut :

Tabel 4.10 Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi pembebanan	Tegangan yang dipakai Terhadap tegangan ijin
I	M+H+Ta	100%
II	M+Ta+Gg	125%
III	Kom 1 +Gg	140%
IV	M+Gh+Gg	150%

Keterangan :

- Gg = gaya gesek tumpuan bergerak
- Gh = gaya horizontal akibat gempa bumi
- H = beban hidup dengan koefisien kejut
- M = beban mati
- Rt = gaya rem dan traksi
- Ta = gaya tekanan tanah

Keempat kombinasi pembebanan tersebut disajikan dalam bentuk tabel :

Kombinasi I (100%)

I. $M + (H + K) + Ta + Tu$

Tabel 4.11 Perhitungan Kombinasi I Pembebanan Abutment

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke Ttik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	X	Y	MV	MH
M	Wa	2770		0,73	0,51	355,719	
	Wt	1030,68		0,60	1,14	467,270	
	Wba	1264,25		2,7		172,228	
H		1057		2,7		231,493	
Ta			1896,51		2,9		429,464
Beban	Nominal	6121,93	1896,51				
Beban	ijin	6121,93	1896,51			1226,710	429,464

KOMBINASI II (125%)

II. $M + Ta + Ah + Gg + A + SR + Tm$

Tabel 4.12 Perhitungan Kombinasi II Pembebanan Abutment

Beban		Gaya (ton)		Jarak Terhadap A		Momen (Ton.m)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	Mv	Mh
M	G	194,170		1,832		355,719	
	WDL	255,060		1,832		467,270	
	T	116,370		1,480		172,228	
Ta			151,754		2,830		429,464
Gg			45,108		4,200		189,454
A			13,950		6,500		90,675
SR							
Tm							
Σ		565,600	210,812	Σ		995,217	709,592

KOMBINASI III (140%)

III. $Kombinasi (1) + Rm + Gg + A + SR + Tm + S$

Tabel 4.13 Perhitungan Kombinasi III Pembebanan Abutment

Beban		Gaya (ton)		Jarak Terhadap A		Momen (Ton.m)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	Mv	Mh
Komb 1	I	995,217	709,592			995,217	709,592
Rm			9,828		8,300		81,572
Gg			45,108		4,200		189,454
A			13,950		6,500		90,675
SR							
TM							
S							
Σ		995,217	778,478	Σ		995,217	1071,293

KOMBINASI IV (150%)

IV. $M + Gh + Tag + Gg + Ahg + Tu$

Tabel 4.14 Perhitungan Kombinasi IV Pembebanan Abutment

Beban		Gaya (ton)		Jarak Terhadap A		Momen (Ton.m)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	Mv	Mh
M	G	194,170		1,832		355,719	
	WDL	255,060		1,832		467,270	
	Tanah	116,370		1,480		172,228	
Gh	Tba		53,398		6,500		347,087
	Tab		27,183		2,230		60,618
	Tt		16,291		3,250		52,946
Tag							
Ahg							
Gg			45,108		4,200		189,454
Tu							
Σ		565,600	45,108	Σ		995,217	650,104

Tabel 4.15 Kombinasi Pembebanan Setelah Mengalami Tegangan

No	Kombinasi Pembebanan	ΣPv	ΣMv	ΣPh	ΣMh	ΣM
1	Kombinasi I : 100%	691,961	1226,710	151,754	429,464	1656,174
2	Kombinasi II : 125%	565,600	995,217	210,812	709,592	1704,809
3	Kombinasi III : 140%	995,217	995,217	778,478	1071,293	2066,510
4	Kombinasi IV : 150%	565,600	995,217	778,478	650,104	1645,321

ΣPv	ΣMv	ΣPh	ΣMh	ΣM
691,961	1226,71	151,754	429,4638	1656,174
452,48	796,1736	168,6496	567,6739	1363,848
710,8693	710,8693	556,056	765,2096	1476,079
377,0667	663,478	518,9856	433,403	1096,881

4.4.4.2. Stabilitas Abutment

STABILITAS TERHADAP PENGGULINGAN :

Syarat Stabilitas Terhadap Guling : $\sum Mv / \sum Mh > 1,50$

a) Kombinasi I : 100%

Syarat Stabilitas Terhadap Guling :

$$\sum Mv / \sum Mh > 1,50 = 2,856 > 1.50 \text{ (AMAN)}$$

b) Kombinasi II : 125%

Syarat Stabilitas Terhadap Guling :

$$\sum Mv / \sum Mh > 1,50 = 1,403 < 1.50 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

c) Kombinasi III : 140%

Syarat Stabilitas Terhadap Guling :

$$\sum Mv / \sum Mh > 1,50 = 0,929 < 1.50 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

d) Kombinasi IV : 150%

Syarat Stabilitas Terhadap Guling :

$$\sum Mv / \sum Mh > 1,50 = 1,531 > 1.50 \text{ (AMAN)}$$

STABILITAS TERHADAP GESER

Syarat Stabilitas terhadap geser: $(C \times B \times L \times \tan\phi + \sum Pp) / \sum Ph > 1.5$

Parameter tanah :

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1,664 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0,185 \text{ t/m}^2$$

$$\tan \phi = 0,4805$$

$$Pp = 26,208 \text{ ton}$$

Ukuran abutment :

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

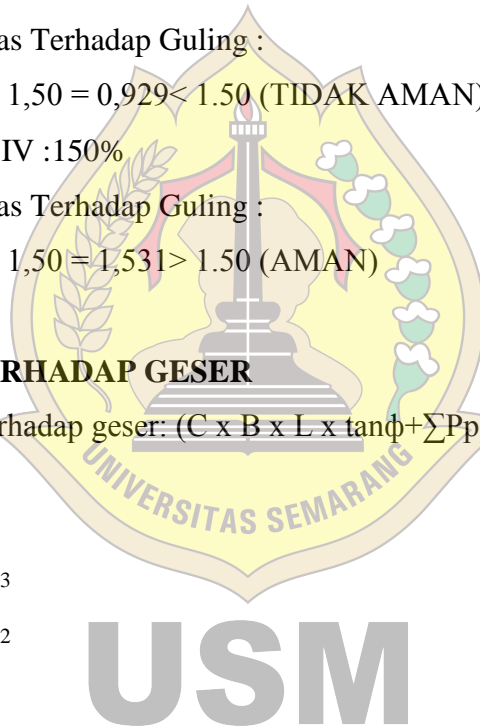
$$D = 10,5 \text{ m}$$

a) Kombinasi I : 100%

Syarat Stabilitas terhadap geser:

$$(C \times B \times L \times \tan\phi + \sum Pp) / \sum Ph > 1.50 = 2,474 > 1.50 \text{ (AMAN)}$$

b) Kombinasi II : 125%



Syarat Stabilitas terhadap geser:

$$(C \times B \times L \times \tan\phi + \sum Pp) / \sum Ph > 1.50 = 1,493 < 1.50 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

c) Kombinasi III : 140%

Syarat Stabilitas terhadap geser:

$$(C \times B \times L \times \tan\phi + \sum Pp) / \sum Ph > 1.50 = 0,669 < 1.50 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

d) Kombinasi IV : 150%

Syarat Stabilitas terhadap geser:

$$(C \times B \times L \times \tan\phi + \sum Pp) / \sum Ph > 1.50 = 0,404 < 1.50 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

STABILITAS TERHADAP EKSENTRISITAS

Syarat Stabilitas Terhadap Eksentrisitas : $e < 1/6 B$

$$e = ((\sum Mv - \sum Mh)) / Pv$$

$$1/6 B = 1/6 \times 3 = 0,5 \text{ m}$$

a) Kombinasi I : 100%

$$e = ((\sum Mv - \sum Mh)) / Pv < 1/6 B$$

$$e = 1,152 > 1/6 B = 1/6 \times 3 = 0,5 \text{ m (TIDAK AMAN)}$$

b) Kombinasi II : 125%

$$e = ((\sum Mv - \sum Mh)) / Pv < 1/6 B$$

$$e = 0,505 > 1/6 B = 1/6 \times 3 = 0,5 \text{ m (TIDAK AMAN)}$$

c) Kombinasi III : 140%

$$e = ((\sum Mv - \sum Mh)) / Pv < 1/6 B$$

$$e = -0,076 < 1/6 B = 1/6 \times 3 = 0,5 \text{ m (AMAN)}$$

d) Kombinasi IV : 150%

$$e = ((\sum Mv - \sum Mh)) / Pv < 1/6 B$$

$$e = 0,610 > 1/6 B = 1/6 \times 3 = 0,5 \text{ m (TIDAK AMAN)}$$

STABILITAS TERHADAP DAYA DUKUNG TANAH

Syarat Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tana : $q_{max} < q_{ijin}$

Parameter tanah :

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1,664 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0,185 \text{ t/m}^2$$

$$N_c = 7,738$$

$$N_y = 0,53$$

$$N_q = 1,70$$

Ukuran abutment :

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$D = 10,5 \text{ m}$$

$$q_{ult} = 1.30 \times c \times N_c + \gamma \times D \times N_q + 0.4 \times \gamma_1 \times B \times N_y$$

$$= (1,3 \times 0,18 \times 7,738) + (1,664 \times 10,5 \times 1,7) + (0,4 \times 1,664 \times 3 \times 0,53)$$

$$= 32,571$$

$$q_{ijin} = \frac{q_{ult}}{SF}$$

$$= \frac{32,571}{3}$$

$$= 10,857$$

untuk $e < 1/6 B$

$$q_{max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[1 + \left(\frac{6 \times e}{B} \right) \right]$$

$$q_{min} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[1 - \left(\frac{6 \times e}{B} \right) \right]$$

untuk $e > 1/6 B$

$$q_{max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[\frac{4B}{3B-6e} \right]$$

a) Kombinasi I : 100%

$$q_{max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[\frac{4B}{3B-6e} \right] < q_{ijin}$$

$$q_{max} = 14,881 > q_{ijin} \text{ (TIDAK AMAN)}$$

b) Kombinasi II : 125%

$$q_{max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[\frac{4B}{3B-6e} \right] < q_{ijin}$$

$$q_{max} = 12,163 > q_{ijin} \text{ (TIDAK AMAN)}$$

c) Kombinasi III : 140%

$$q_{max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[1 + \left(\frac{6 \times e}{B} \right) \right] < q_{ijin}$$



USM

$$q_{\max} = 21,403 > q_{\text{ijin}}(\text{TIDAK AMAN})$$

d) Kombinasi IV : 150%

$$q_{\max} = \left[\sum P_v / B \times L \right] \times \left[4B / (3B - 6e) \right] < q_{\text{ijin}}$$

$$q_{\max} = 12,163 > q_{\text{ijin}}(\text{TIDAK AMAN})$$

Kesimpulan :

Tabel 4.16 Rekapitulasi Stabilitas Abutment

	Stabilitas Terhadap Penggulingan	Stabilitas Terhadap Geser	Stabilitas Terhadap Eksentrisitas	Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah
Kombinasi I	Aman	Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Kombinasi II	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman
Kombinasi III	Tidak Aman	Tidak Aman	Aman	Tidak Aman
Kombinasi IV	Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman

Stabilitas abutment terhadap penggulingan, pergeseran, eksentrisitas, dan daya dukung tanah tidak semuanya memenuhi syarat keamanan sehingga perlu dipasang Pondasi Sumuran.

4.4.4.3. Penulangan Abutment

a) Penulangan Badan Abutment

Penulangan badan abutment ditinjau terhadap momen yang terjadi di dasar badan abutment.

Dari tabel pembebanan kombinasi I diperoleh :

$$V = 691,961 \text{ tm}$$

$$H = 151,754 \text{ tm}$$

$$M_v = 1226,71 \text{ tm}$$

$$M_h = 429,464 \text{ tm}$$

Konstruksi ditinjau per meter panjang :

Kontrol terhadap kuat tekan

$$\sigma_c = \frac{PV/2,15}{bxh} < \sigma_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{691,961/2,15}{70 \times 100} = 45,977 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c' = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Aman)}$$

Kontrol terhadap kuat tarik

$$\sigma_t < \sigma_t' = 0,1 \cdot \sigma_c' = 0,1 \cdot 250 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{M_{total}}{w} = \frac{(1226,71+429,464)/2,15}{\frac{1}{6} \times 0,7^2 \times 2,15}$$

$$= 121,865 \geq \sigma_t' = 22,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tidak Aman)}$$

Maka diperlukan tulangan utama

$$M_u = \frac{M_{total}}{2,15} = \frac{(1226,71+429,464)}{2,15} = 770,313 \text{ ton.m} = 7703,13 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{7703 \times 10^6}{1000 \times 630^2} = 0,194 \text{ N/mm}^2$$

$$0,194 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

$$\rho = 0,00160$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho_{maks} = 0,0564$$

$\rho < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

Dengan menggunakan hasil ρ_{min} :

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 630 = 2205 \text{ mm}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas, Dipakai tulangan :

$$D25 - 200 = 1416,925 \text{ mm}^2 > A_s = 1008 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Tulangan Bagi : } A_s' = 20 \% \times 1008 = 441 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan D13 - 150} = 1004,8 \text{ mm}^2 > 441 \text{ mm}^2$$

b) Penulangan Kepala Abutment

Penulangan plat pemisah balok diperhitungkan terhadap gaya horisontal terbesar yaitu gaya akibat Gempa

$H = 53,398$ ton (Gaya Horisontal terbesar)

$$\mu = \frac{53,398}{3,3} = 16,181 \text{ tm} = 161,812 \text{ KNm}$$

$$d = 0,55 - 0,04 - 0,013 - (\frac{1}{2} \times 0,019) = 0,485 \text{ m} = 485 \text{ mm}$$

Menggunakan $\rho_{\min} = 0,035$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 485 = 1697,5 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan di atas dipakai tulangan D19 – 200,

$$A_s \text{ terpasang} = 1700,31 \text{ mm}^2 > 1697,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mencari tulangan bagi } (A_s') = 20\% \times 1697,5 = 339,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan bagi D13 – 300,

$$A_s' \text{ terpasang} = 803,84 \text{ mm}^2 > 339,5 \text{ mm}^2$$

Penulangan Telapak Pondasi

Dari tabel pembebanan kombinasi I diperoleh :

$$V = 691,961 \text{ tm}$$

$$H = 151,754 \text{ tm}$$

$$M = 1656,174 \text{ tm}$$

$$\beta_c = \frac{1,65}{0,7} = 2,357$$

(Perbandingan sisi dinding terpanjang dengan sisi dinding terpendek)

Tegangan tanah yang terjadi akibat V dan M

$$\begin{aligned} \sigma_{gr \text{ maks}} &= \frac{691,961}{3 \times 1,65} + \frac{1656,174}{1/6 \times 1,65 \times 4,5^2} = 139,79 + 297,392 \\ &= 437,182 \text{ t/m}^2 = 43,7182 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

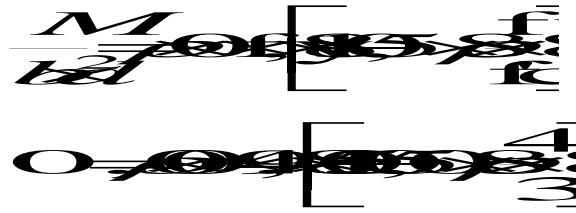
$$\sigma_{gr \text{ min}} = 297,392 - 139,79 = 157,602 \text{ t/m}^2 = 15,760 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk pondasi diambil $W_u = 43,7182 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{1}{2} \times W_u \times (1/2 \times b)^2 = \frac{1}{2} \times 43,7182 \times (1/2 \times 300)^2 = 4918,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 4918,29 \text{ KN.m} = 4918,29 \times 106 \text{ Nmm}$$

$$\frac{M}{b \times d^2} = \frac{4918,20}{1000 \times 720} = 0,00720 = 0,095 \text{ N.mm}$$



$$0,095 = 320 \rho - 2150,4 \rho^2$$

$$\rho = 0,0003$$

$$\rho_{\min} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,0564$$

$\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai ρ_{\min}

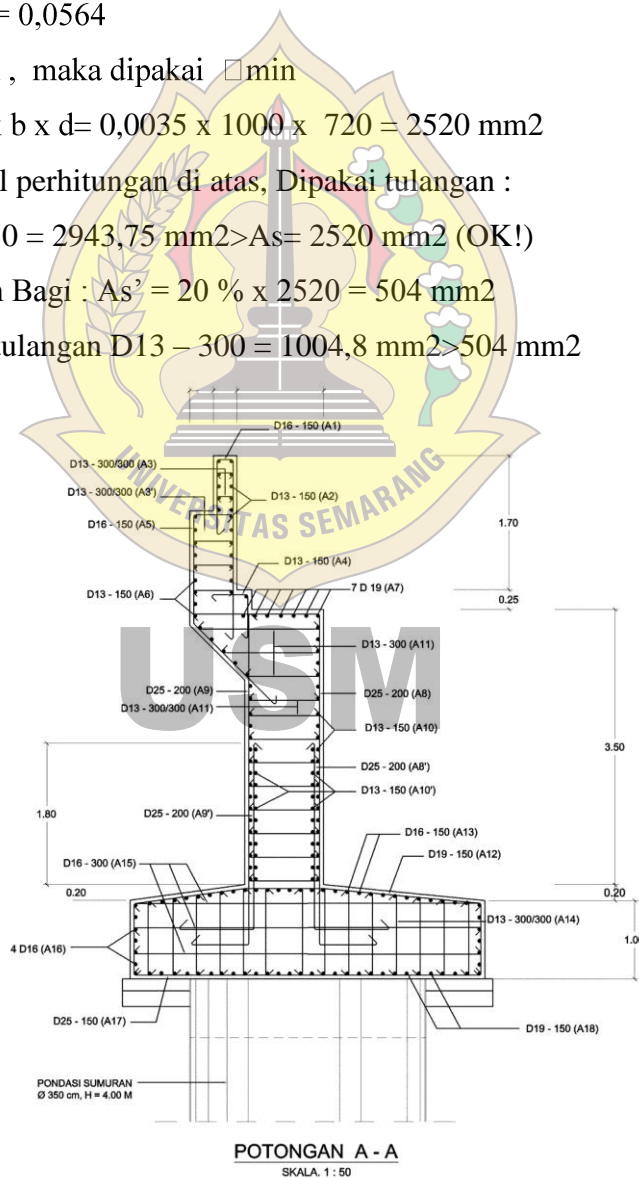
$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 1000 \times 720 = 2520 \text{ mm}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas, Dipakai tulangan :

$$D19 - 150 = 2943,75 \text{ mm}^2 > A_s = 2520 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Tulangan Bagi} : A_s' = 20 \% \times 2520 = 504 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan D13 - 300} = 1004,8 \text{ mm}^2 > 504 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.61 Penulangan Abutment

4.4.5. Perencanaan Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam

Persyaratan Pondasi Sumuran :

1. Daya dukung pondasi harus lebih besar dari pada beban yang dipikul oleh pondasi tersebut

2. Penurunan yang terjadi harus sesuai batas yang diizinkan (toleransi) yaitu 1” (2,54cm)

Persamaan daya dukung Pondasi Sumuran $Q_b = A_h \times q_c$ pers 1

Keterangan :

Q_b = Daya dukung ujung

(kg) A_h = Luas penampang (cm^2)

q_c = Tekanan rata-rata (Kg/cm^2)

$Q_s = A_s \times F_s$ pers 2

Keterangan :

Q_s = Daya dukung kulit (Kg)

A_s = Luas selimut (cm^2)

F_s = Tahanan dinding (Kg/cm^2)

F_s dapat dicari dengan persamaan :

$F_s = 0,012 \times q_c$

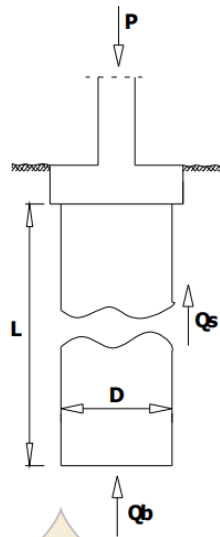
$Q_{ult} = Q_b + Q_s$ pers 3

$Q_{all} = S_f Q_{ult}$ pers 4

Keterangan :

Q_{ult} = Daya dukung batas (Kg)

S_f = Angka Keamanan



Gambar 4.62 Pembebanan Pondasi sumuran

Data teknis diperoleh :

$$L \text{ (kedalaman)} = 4\text{m}$$

$$r \text{ (jari-jari) (a)} = 3,5\text{m}$$

$$r \text{ (jari-jari) (b)} = 4,5\text{m}$$

$$q_c = 11,57 \text{ kg/cm}^2$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} Q_b &= A_h \times q_c \\ &= (3,5 \times 4,5 \times 3,14 \times 4) \times 11,57 \\ &= 2288,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$A_s = \pi \cdot 150 \cdot 600 = 282600 \text{ cm}^2$$

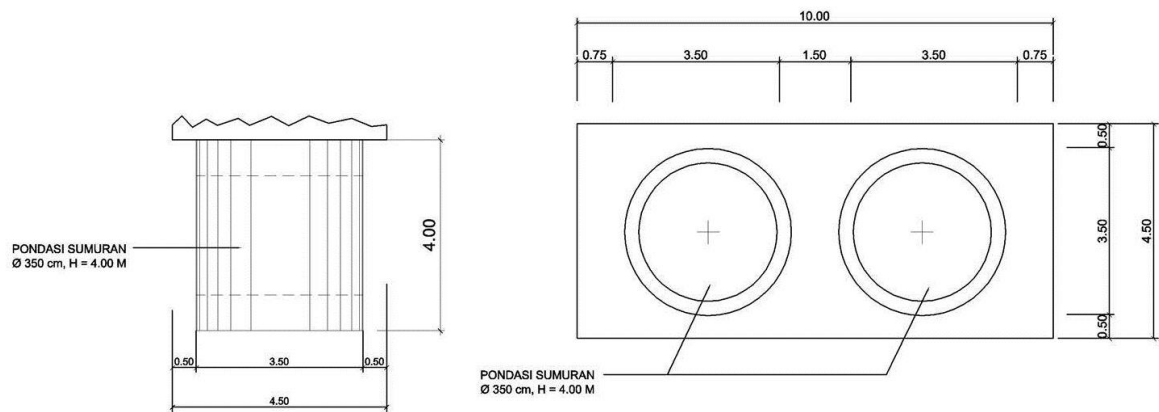
$$\begin{aligned} F_s &= 0,012 \cdot q_c \\ &= 0,012 \cdot 11,57 = 0,14 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times F_s \\ &= 282600 \times 0,14 = 39564 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_b + Q_s \\ &= 2288,78 + 39564 = 41852,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Check :

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{sf} \\ &= \frac{41852,78}{2,5} = 16741,11 \text{ kg} = 16,741 \text{ ton} \end{aligned}$$



Gambar 4.63 perencanaan pondasi sumuran

Dalam perencanaan pembuatan pondasi sumuran abutment jembatan Jabung terdapat 2 buah.

Berat sendiri pondasi sumuran

$$L \text{ (kedalaman)} = 4\text{m}$$

$$r \text{ (jari-jari) (a)} = 3,5\text{m}$$

$$r \text{ (jari-jari) (b)} = 4,5\text{m}$$

$$\gamma_1 = 26,39 \text{ kN/m}^3$$

$$P = \frac{\pi D^2}{4} \cdot L \cdot \gamma_1 \cdot 2 \text{ (buah)} = \frac{3,14 \cdot (3,5 \cdot 4,5)^2}{4} \cdot 4,2 = 1557,83 \text{ kN}$$

Gaya gaya yang bekerja

USM

Gaya gaya yang bekerja pada pondasi sumuran ditampilkan dalam bentuk berikut

No.	Arah	Deskripsi gaya	Besar gaya (kN)	Y thd o (m)	Y thd o (m)	Momen thd o
1	(v)	el. 1 – pondasi	-169.646	1.500	2.500	-254.469
2	(v)	g.hor.str.atas	-259.940	1.500	5.000	-389.910
3	(h)	g.hor.str.atas	18.930	1.500	5.000	94.650
4	(m)	momen str.atas	.000	1.500	5.000	-13.440
5	(h)	tek.aktif lap : 2	36.783	3.000	3.904	143.601
6	(h)	tek.aktif lap : 2	81.650	3.000	1.435	117.180
7	(h)	tek.aktif lap : 2	-15.295	.000	3.619	-55.357
8	(h)	tek.aktif lap : 2	-60.791	.000	1.383	-84.080

Dimana lokasi titik referensi o(0,0) adalah y=0 pada dasar sumuran/elemen 1 dan x = pada tepi kanan dari sumuran

Total gaya gaya yang bekerja adalah sebagai berikut

Gaya vertikal = -4295,86 kN

Gaya horisontal aktif = 1373,62 kN

Gaya horisontal pasif = -760,86 kN

Momen penahan = 6578,19 kN-meter

Momen guling aktif = 3554,30 kN

Momen guling pasif = 1394,38 kN

Kestabilan terhadap guling

Kestabilan pondasi sumuran terhadap kemungkinan terguling dihitung dengan persamaan berikut

$$SF \text{ guling} = \frac{\sum MR}{\sum Mo} = \frac{6578,19 + 1394,38}{3554,30} = 2,24$$

Angka keamanan terhadap guling lebih besar dari 2.2, sehingga memenuhi persyaratan keamanan terhadap guling

Kestabilan terhadap geser

$$\text{Luas 2 buah sumuran} = 2 * 0,25 * \pi * 4,5^2 = 31,79 \text{ m}^2$$

$$Sf_{\text{geser}} = \frac{(\sum V) \tan \theta + Bc + Pp}{Ph} = \frac{4295,86 * \tan 30^\circ + 14,137 * 0,4 * 3 + 760,86}{1373,62} = 2,371$$

Angka keamanan terhadap geser lebih besar dari 2,2, sehingga memenuhi persyaratan keamanan terhadap geser

Tegangan pada tanah dasar

Untuk memudahkan analisis, bentuk sumuran berupa lingkaran dengan diameter D dapat di ekuivalensikan menjadi bentuk empat persegi dengan dimensi BxB. Besarnya nilai B dihitung sebagai berikut

$$B = \sqrt{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{3,14 * (3,5 * 4,5)^2}{4} = 194,73 \text{ m}$$

Pemeriksaan tegangan yang terjadi dilakukan seperti dalam perencanaan pondasi dangkal segi empat. Hal pertama yang perlu diperiksa adalah eksentrisitas dari gaya-gaya pada dasar pondasi.

$$eks = \frac{B}{2} = \frac{M_{\text{net}}}{\sum V} = \frac{2,658}{2} = \frac{6578,19 + 1394,38 - 3554,30}{4295,86} = 0,3005$$

Tegangan kontak pada tanah dasar dihitung dengan persamaan berikut

$$q = \frac{\sum V}{BL} \left(1 \pm \frac{6 * eks}{B} \right)$$

Untuk 1 pondasi sumuran nilai $V = 4295,86 / 2 = 2147,93 \text{ kN}$

Dari persamaan diatas diperoleh

Tegangan maksimum ke tanah = 510,18 kN/m²

Tegangan minimum ke tanah = 97,56 kN/m²

Nilai tegangan maksimum ke tanah lebih kecil dari daya dukung ijin di dasar sumuran sebesar 1000 kN/m², tegangan minimum ke tanah dasar juga lebih besar dari 0 yang berarti tidak ada tegangan tarik pada dasar pondasi sumuran, sehingga pondasi memenuhi persyaratan daya dukung.

4.4.5.1 Perhitungan tulangan utama Pondasi Sumuran

Momen (M) (Kg.m)	Shear (V) (Kg.m)	Aksial (P) (Kg)
16381.007	9808.38	154247.65

a. Perhitungan Tulangan Lentur

❖ Hitung Mu

$$Mu = 16381.007 \text{ kg.m}$$

❖ Hitung Mn

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} \quad \varphi = \text{faktor Reduksi kekuatan tekan dengan tulangan spiral } 0,70$$

$$= \frac{16381,007}{0,70}$$

$$= 23401,43857 \text{ kg.m}$$

❖ Menghitung ρ_{min} , ρ dan ρ_{max}

Untuk, ρ_{min} ,

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

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

ρ_b

$$= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot F_c' \cdot 600}{F_y \cdot X} \times \frac{600}{600 + F_y}$$

$$= \frac{0,85 \times (0,85) (30 \text{ Mpa})}{400 \text{ Mpa}} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,054 \times 0,6$$

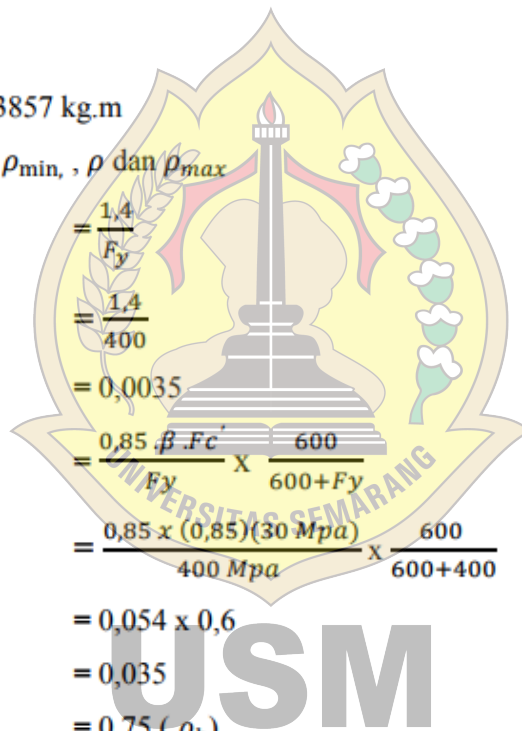
$$= 0,035$$

ρ_{max}

$$= 0,75 (\rho_b)$$

$$= 0,75 (0,035)$$

$$= 0,026$$



❖ Menghitung ρ

$$m = \frac{F_y}{0,85 F_c'}$$

$$= \frac{400 \text{ Mpa}}{0,85 (30 \text{ Mpa})}$$

$$= 15,686$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$= \frac{23401,43857}{0,60 \times (0,475)^2}$$

$$= 172863,8122 \text{ kg/m}^2 = 1,7 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(m)(R_n)}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,68} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(15,68)(1,7)}{400 \text{ Mpa}}} \right)$$

$$= 0,0044$$

$$0,0035 < 0,0044 < 0,026$$

$$= \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{Gunakan } \rho$$

❖ Menghitung Luas Tulangan

$$A_{Spertu} = \rho \times b \times d$$

$$= (0,0044) \times (60 \text{ cm}) \times (47,5 \text{ cm})$$

$$= 12,54 \text{ cm}^2$$

Untuk Tul. Utama D22 :

$$A_{s \text{ tul } b} = \frac{1}{4} \pi (2,2 \text{ cm})^2 = 3,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s}{A_{s \text{ tul}}}$$

$$= \frac{12,54 \text{ cm}^2}{3,7 \text{ cm}^2} = 3,38 \approx 4 \text{ ujung}$$

$$V_u = 9808,38 \text{ kg} \rightarrow = 96187,3 \text{ N}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{V_u}{14 \times A_g}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left(1 + \frac{96187,3 \text{ N}}{14 \times 282600}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30 \text{ Mpa}}}{6}\right) \times 600 \text{ mm} \times 475 \text{ mm}$$

$$= 323419,835 \text{ N} = 32979,56 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,70 \times 323419 \text{ N} \quad ; \quad \phi = \text{Faktor reduksi kekuatan untuk tul. spiral}$$

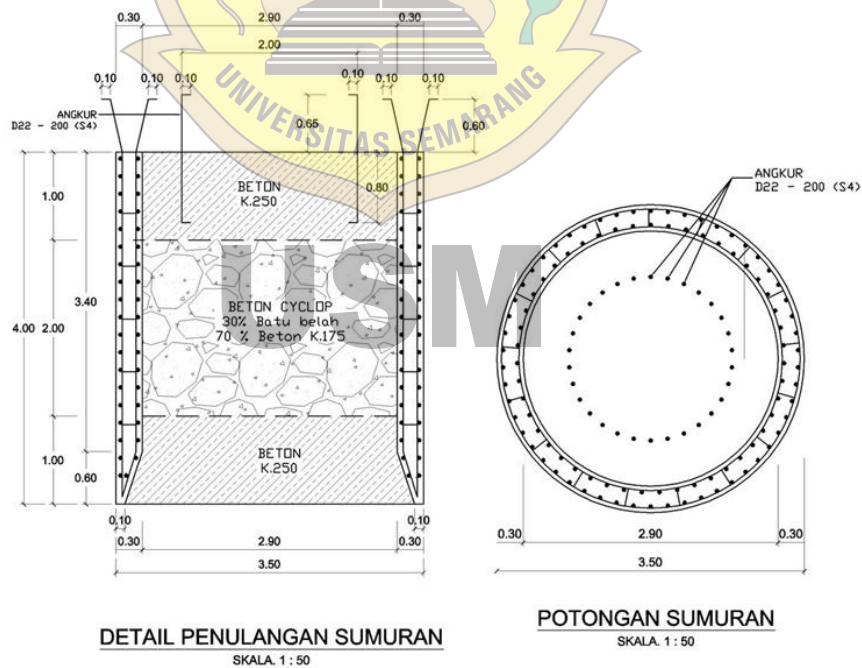
$$= 226393,3 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c$$

Kontrol, Jika $V_u < \phi \cdot V_c \rightarrow$ Tidak perlu tulangan geser

$V_u > \phi \cdot V_c \rightarrow$ Perlu Tulangan Geser

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser, maka digunakan tulangan geser minimum sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 dimana tulangan geser minimum yaitu $\phi 10-150 \text{ mm}^2$



Gambar 4.64 Penulangan Pondasi Sumuran