

BAB V

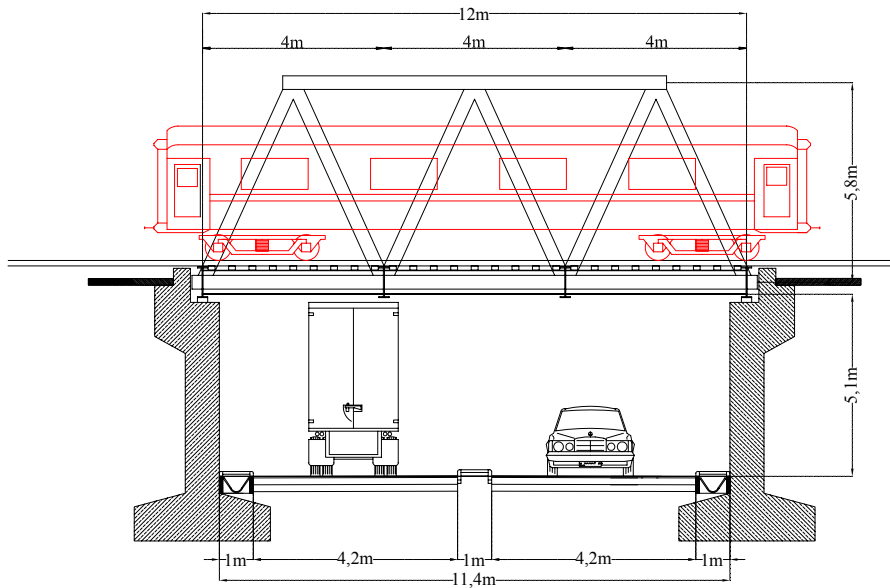
DESAIN *UNDERPASS*

Desain konstruksi *underpass* ini terdiri dari tiga bagian utama yaitu :

1. Desain bangunan atas
2. Desain bangunan bawah
3. Desain jalan baru *underpass*

5.1 Desain Bangunan Atas

Pada desain bangunan atas parameter yang digunakan untuk perencanaan menggunakan jalan rel sesuai dengan fungsinya sebagai jalur perkeretaapian. Pemilihan suatu tipe jembatan dilakukan agar dicapai biaya jembatan seminimum mungkin baik pelaksanaan konstruksi, perbaikan, dan pemeliharaan. Dengan pertimbangan tersebut, maka penulis memilih mempergunakan tipe jembatan baja dengan konstruksi terbuka.



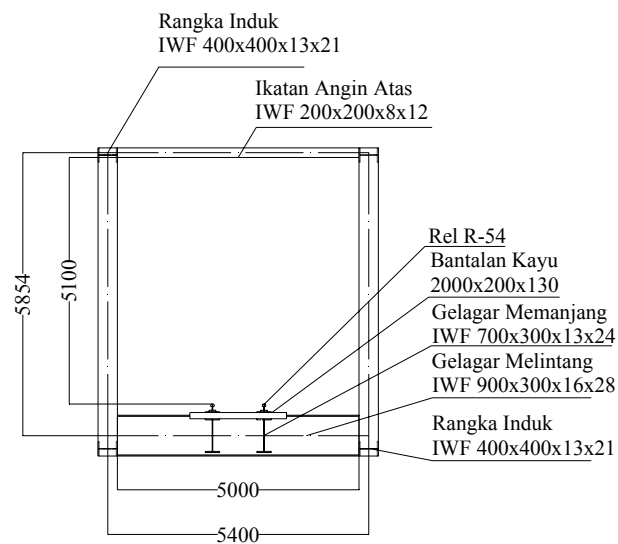
Gambar 5.1 Desain Bangunan Atas *Underpass*

5.1.1 Spesifikasi Bangunan Atas (Jembatan)

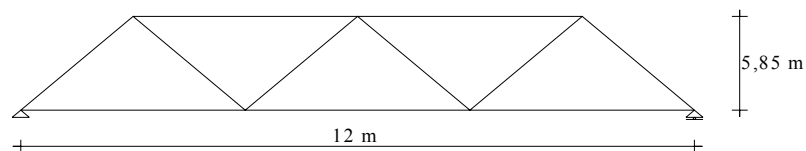
Spesifikasi jembatan secara umum sebagai berikut:

- Jenis jembatan : Rangka baja
- Panjang jembatan : 12 meter
- Lebar jembatan : 5 meter
- Jarak rel : 1067 mm
- Jenis rel : R-54 (berdasarkan Peta Wilayah Daerah Operasi IV P.T. KAI Semarang).

5.1.2 Perencanaan Dimensi

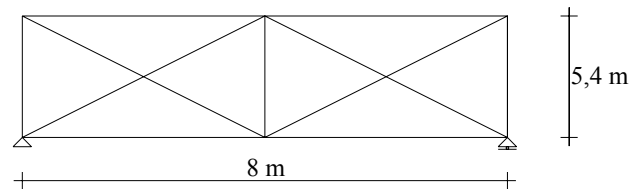


Gambar 5.2. Rencana Potongan Melintang Jembatan

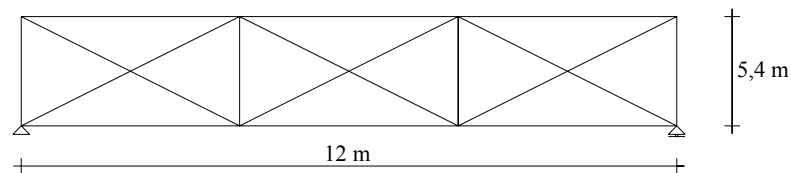


Gambar 5.3. Rencana Rangka Utama Jembatan

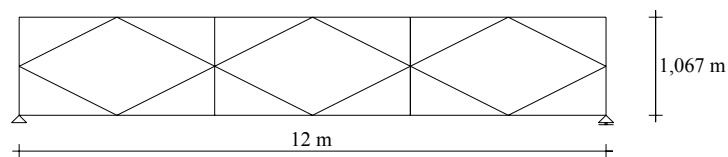
- Batang Atas IWF 400x400x13x21
- Batang Bawah IWF 400x400x13x21
- Batang Miring IWF 400x400x13x21



Gambar 5.4. Ikatan Angin Atas IWF 200x200x8x12



Gambar 5.5. Ikatan Angin Primer Bawah IWF 200x200x8x12

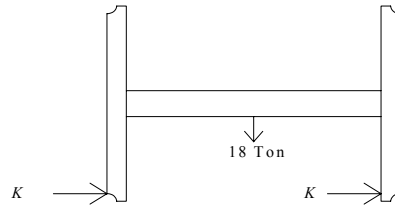


Gambar 5.6. Ikatan Angin Sekunder Bawah L 100x100x10

Perhitungan ikatan angin sekunder didasarkan pada tekanan kesamping terhadap suatu sumbu lokomotif. Besarnya tekanan diambil 10 % dari beban terberat (menurut RM 1988 sebesar 18 ton). Hal ini karena pengaruh tekanan kesamping oleh suatu sumbu lokomotif akibat pengaruh angin.

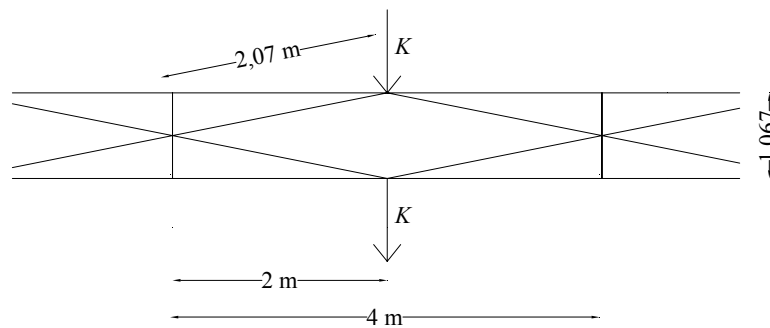
5.1.3 Perencanaan Ikatan Angin Sekunder Bawah

- Tekanan ikatan angin sekunder bawah = $\frac{1}{10} \times$ beban sumbu terberat



Gambar 5.7. Beban Sumbu Lokomotif

$$K = 0,5 \times \frac{1}{10} \times 18 = 0,9 \text{ ton} = 900 \text{ kg}$$



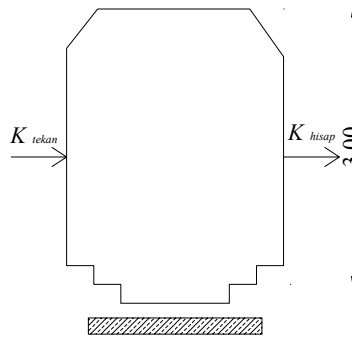
Gambar 5.8. Pembebanan Ikatan Angin Sekunder Bawah

$$\sin \alpha = \frac{400}{2000} = 0,5$$

$$D \cdot \sin \alpha = \frac{K}{2}$$

$$D = \frac{K}{2 \times \sin \alpha} = \frac{900}{2 \times 0,5} = 843,49 \text{ kg}$$

- Tekanan angin pada dinding kereta api



Gambar 5.9. Tekanan angin pada dinding kereta api

$$K = K_{tekan} + K_{hisap}$$

$$K = q_{tekan} \cdot \lambda \cdot H_1 + q_{hisap} \cdot \lambda \cdot H_1$$

Dimana:

$$q_{tekan} = \text{Beban angin} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{hisap} = \text{Beban angin} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\lambda = \text{Jarak antar rasuk melintang} = 4,0 \text{ m}$$

$$H_1 = \text{tinggi dinding kereta} = 3,0 \text{ m}$$

$$K = 100 \cdot 4 \cdot 3 + 50 \cdot 4 \cdot 3 = 1800 \text{ Kg}$$

- Kontrol tegangan pertambatan sekunder

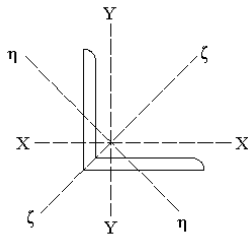
Digunakan Baja Bj 50 (Fe 510) ; $F_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$;

$$F_u = 500 \text{ Mpa} = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{f} = 1933 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_k = 2070 \text{ mm} = 207 \text{ cm}$$

$$N = K + D = 1800 + 843,49 = 2643,49 \text{ kg}$$

Digunakan profil baja siku tunggal L.100.100.10



h = 100 mm	q = 15,1 kg/m
b = 100 mm	e = 2,82cm
d = 10 mm	$I_x = I_y = 117 \text{ cm}^4$
r = 12 mm	$i_x = i_y = 3,04 \text{ cm}$
F = 19,2 cm ²	$W_x = W_y = 24,7 \text{ cm}^3$

- Tinjauan terhadap tekan

$$\sigma = \frac{\omega N}{\Phi F_{br}} ; \Phi = 0,85 \text{ (SNI 03-1729-2002)}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{i_{\min}} = \frac{207}{3,04} = 68,1$$

$$\lambda b = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}}$$

$$= \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{0,7 \times 5100}}$$

$$= 76,19$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2,5 \lambda^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6}{2,5 \times 68,1^2} = 1787,66$$

$$\Omega = \frac{0,6 f_y}{F_a}$$

$$= \frac{0,6 \times 2900}{1787,66}$$

$$= 0,97$$

$$\sigma = \frac{0,97 \times 2643,49}{0,85 \times 19,2}$$

$$= 157,12 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{f} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \dots \text{AMAN}$$

- Tinjauan terhadap tarik

$$A_{\text{nett}} = 19,2 - \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \cdot t$$

$$= 19,2 - \frac{1}{4} \pi \cdot 2,3^2 \cdot 1$$

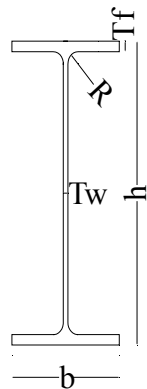
$$= 15,045 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{\Phi \times A_{\text{nett}}} ; \Phi = 0,90 \text{ (SNI 03-1729-2002)}$$

$$\sigma = \frac{2643,49}{0,90 \times 15,045} = 195,23 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{ijin}} (1933 \text{ kg/cm}^2) \dots \text{AMAN}$$

5.1.4 Perencanaan Gelagar Memanjang

Digunakan profil IWF 700.300.13.24



h = 700 mm	$I_x = 201.000 \text{ cm}^4$
b = 300 mm	$I_y = 10.800 \text{ cm}^4$
$t_w = 13 \text{ mm}$	$i_x = 29,3 \text{ cm}$
$t_f = 24 \text{ mm}$	$i_y = 6,78 \text{ cm}$
$F = 235,5 \text{ cm}^2$	$W_x = 5.760 \text{ cm}^3$
$q = 185 \text{ kg/m}$	$W_y = 722 \text{ cm}^3$

- Pembebanan

1. Beban mati

- Berat profil = 185 kg/m
- Berat sendiri sepur untuk 1 rasuk = $450 / 2 = 225 \text{ kg/m}$ +
 $q_{\text{total}} = 410 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat ikatan angin sekunder :

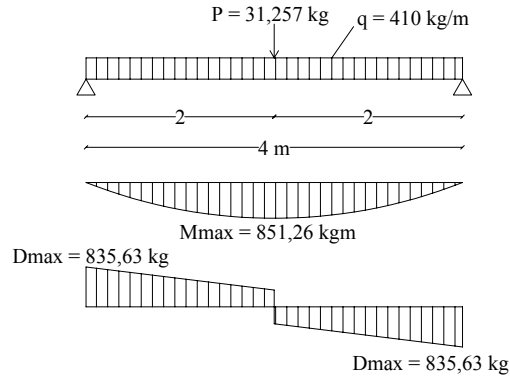
$$P = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot q \cdot L = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15,1 \cdot 2,07 = 31,257 \text{ kg}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P \cdot L = \frac{1}{8} \cdot 410 \cdot 4^2 + \frac{1}{4} \cdot 31,257 \cdot 4$$

$$= 851,26 \text{ kg.m}^1$$

$$D_{max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L + \frac{1}{2} \cdot P = \frac{1}{2} \cdot 410 \cdot 4 + \frac{1}{2} \cdot 31,257$$

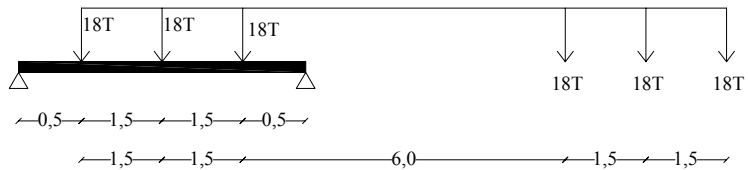
$$= 835,63 \text{ kg}$$



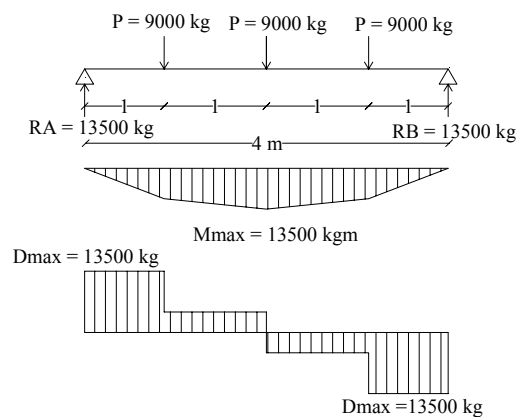
2. Beban hidup

Beban hidup yang bekerja adalah beban lokomotif yang sesuai dengan SBG-1988. Untuk menentukan gaya-gaya maksimum maka kemungkinan yang terjadi adalah:

Lokomotif



Maka gaya dalam yang terjadi untuk satu gelagar memanjang :



3. Beban kejut

Pengaruh momen dan gaya lintang harus diperhitungkan dengan koefisien kejut f_k , karena bantalan ditumpu langsung oleh gelagar memanjang. Beban kejut = faktor kejut x beban rata-rata kereta api.

$$f_k = 0,25 + \frac{5,38.k.v}{(L + 6).U.D}$$

dengan :

f_k = faktor kejut

k = koef. yang dipengaruhi oleh macam dan konstruksi jembatan, dalam hal ini diambil sebesar 1,5

v = batas kecepatan max kendaraan rel (km/jam)

L = bentang jembatan (m)

U = beban hidup rata-rata (ton/m)

D = diameter roda kendaraan rel, diambil 904 m

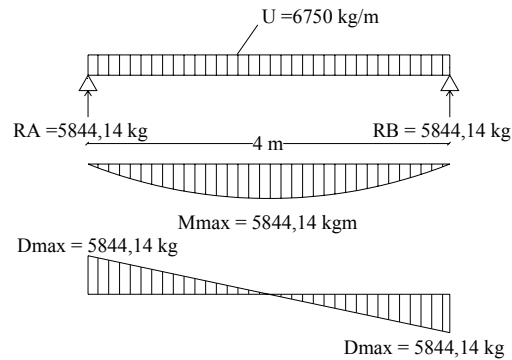
$$U = \frac{8M}{L^2}$$

M = M_{\max} beban hidup

$$U = \frac{8 \times 13500}{4^2} = 6750 \text{ kg/m} = 6,75 \text{ ton/m}$$

$$f_k = 0,25 + \frac{5,38 \times 1,5 \times 120}{(4 + 6) \times 6,75 \times 904} = 0,26$$

$$\text{Beban kejut} = U * f_k = 6750 \times 0,26 = 1755 \text{ kg/m}$$



4. Beban Tumbuk

Gaya tumbukan yang diakibatkan lokomotif dihitung hanya untuk roda terdepan pada tiap-tiap lokomotif. Berdasarkan SBG-1988 beban satu gandar lokomotif (P) = 18 ton, maka gaya tubukan :

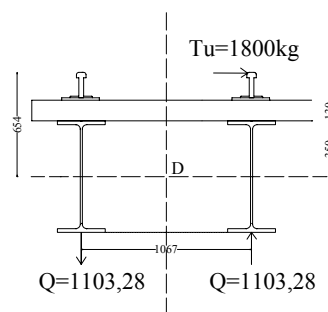
$$T_u = \frac{P}{10} = \frac{18000}{10} = 1800 \text{ kg}$$

Hitungan momen :

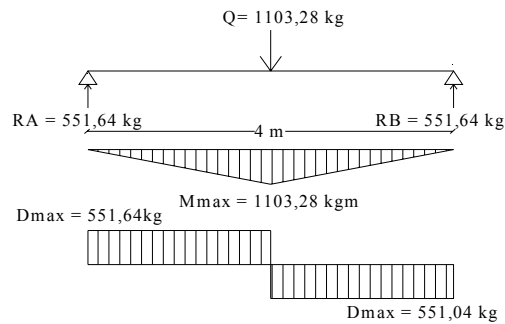
$$\Sigma MA = 0$$

$$1800 \cdot 0,654 = Q \cdot 1,067$$

$$Q = 1103,28 \text{ kg}$$

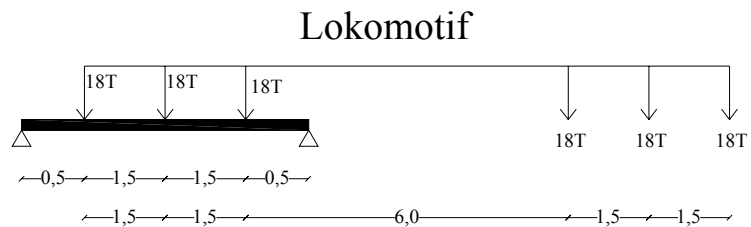


Beban Q merupakan kopel gaya, yang diperhitungkan dalam perencanaan adalah beban q kearah bawah.



5. Gaya Traksi

Rangkaian beban lokomotif menurut SBG-1988 yang masuk pada gelagar memanjang maksimum 3 gandar dengan masing-masing gandar 18 ton.



$$\text{Beban gandar} = 3 \times 18 \text{ ton} = 54 \text{ ton}$$

$$\text{Pengaruh traksi} = 25 \% \times 54 \text{ ton} = 13,5 \text{ ton}$$

$$\text{Gaya traksi per gelagar memanjang} = \frac{1}{2} \cdot 13,5 = 6,75 \text{ ton} = 6750 \text{ kg}$$

6. Gaya Rem

Beban maksimum yang masuk pada jembatan:

$$\text{Berat lokomotif} = 3 \times 18 = 54 \text{ ton} = 54000 \text{ kg}$$

$$\text{Berat gerbong} = 6 \text{ ton} = 6000 \text{ kg}$$

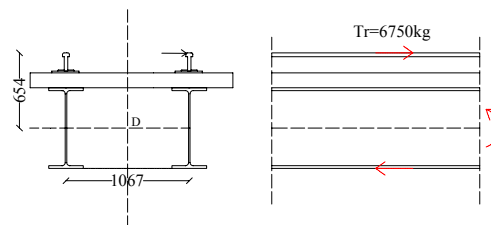
$$\text{Gaya rem (Rm)} = \frac{1}{6} \text{ berat lokomotif} + \frac{1}{10} \text{ berat gerbong}$$

$$= \frac{1}{6} 54000 + \frac{1}{10} 6000$$

$$= 9600 \text{ kg}$$

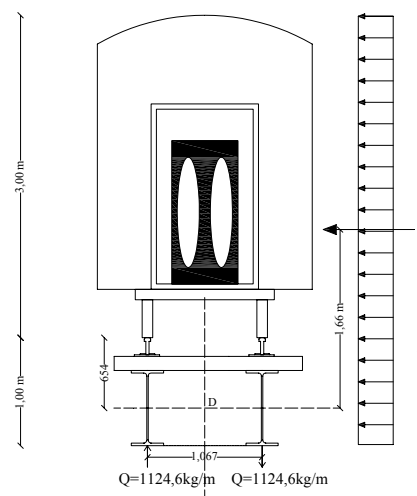
Gaya rem per gelagar memanjang = $\frac{1}{2} \times 9600 = 4800$ kg.

Gaya rem dan gaya traksi tidak akan bekerja bersama-sama. Gaya rem (4800 kg) < Gaya traksi (6750 kg). Untuk selanjutnya yang diperhitungkan hanya gaya traksi.



7. Beban akibat tekanan angin

Beban angin dapat dihitung dari kiri atau kanan. Besarnya muatan angin tekan = 100 kg/m^2 dan muatan angin hisap = 50 kg/m^2 . gaya yang bekerja pada setinggi gelagar ditambah tinggi gerbong 3 meter diatas spoor.



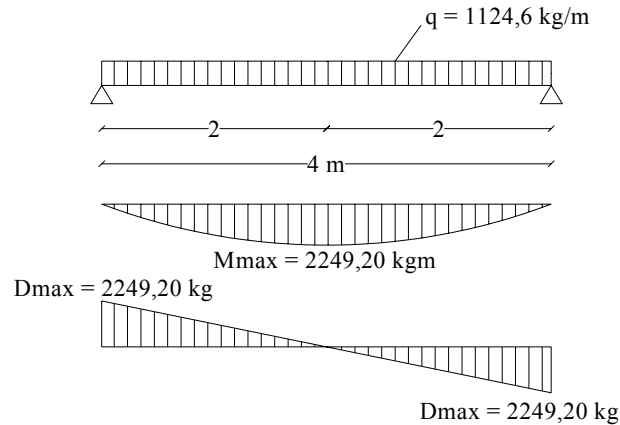
Hitungan momen :

$$\Sigma MA = 0$$

$$600 \cdot 2,00 = Q \cdot 1,067$$

$$Q = 1124,6 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi merata Q berupa kopel gaya yang diperhitungkan adalah Q arah ke bawah.



Tabel 5.1. Gaya Dalam Akibat Beban Pada Gelagar Memanjang

Beban	R_A (kg)	R_B (kg)	D_{\max} (kg)	M_{\max} (kgm ¹)
Mati (M)	835,63	835,63	835,63	851,26
Hidup (H)	13500	13500	13500	13500
Kejut (Fk)	5844,14	5844,14	5844,14	5844,14
Tumbuk (Tu)	551,64	551,64	551,64	1103,28
Traksi (Tr)	0	0	0	4414,5
Angin (A)	2249,2	2249,2	2249,2	2249,2

Kontrol Tegangan Yang Terjadi

Tabel 5.2. Kombinasi Beban Pada Gelagar Memanjang

Kombinasi	Beban	D_{\max} (kg)	M_{\max} (kgm ¹)
Kombinasi I	M+H+Fk	20179,77	20195,4
Kombinasi II	M+H+Fk+Tu+A	22980,61	23547,88
Kombinasi III	M+H+Fk+Tu+Tr+A	22980,61	27962,38

$$M_{\max} = 27962,38 \text{ kgm} = 2796238 \text{ kgcm}^1$$

$$D_{\max} = 22980,61 \text{ kg}$$

1. Terhadap lentur

Syarat $\sigma < \sigma_{ijin}$

$$M_{x_{max}} = 2796238 \text{ kgcm}^1$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{2796238}{5760} = 485,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_{ijin} (1933 \text{ kg/cm}^2) \dots\dots\text{AMAN}$$

2. Terhadap geser

Syarat $\tau < \tau_{ijin}$

$$\tau_{ijin} = 0,6 \times f' = 0,6 \times 1933 = 1159,8 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau = \frac{\sum D_{max} \times W_x}{t_w \times I_x}$$

$$\tau = \frac{22980,61 \times 5760}{1,3 \times 201000}$$

$$\tau = 506,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \tau_{ijin} (1159,8 \text{ kg/cm}^2) \dots\dots\text{AMAN}$$

3. Terhadap lendutan

$$\delta_{max} = \frac{\lambda}{800} = \frac{400}{800} = 0,5 \text{ cm}$$

• Akibat beban mati

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{E.I_x} + \frac{1}{48} \frac{PL^3}{E.I_x}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,10 \times 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000} + \frac{1}{48} \frac{31,257 \times 400^3}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000}$$

$$\delta = 0,003 \text{ cm}$$

• Akibat beban hidup

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{E.I_x}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{112,3875 \times 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000}$$

$$\delta = 0,09 \text{ cm}$$

- Akibat beban kejut

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

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{29,2207 \times 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000}$$

$$\delta = 0,02 \text{ cm}$$

- Akibat beban tumbuk

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

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{1103,28 \times 400^3}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000}$$

$$\delta = 0,002 \text{ cm}$$

- Akibat tekanan angin

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

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,246 \times 400^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 201000} = 0,009 \text{ cm}$$

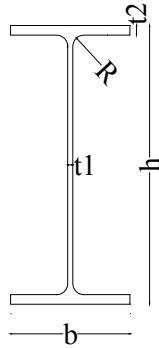
- Lendutan total

$$\delta_{\text{total}} = 0,003 + 0,09 + 0,02 + 0,002 + 0,009 = 0,124 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} < \delta_{\text{ijin}} (0,625 \text{ cm}) \dots \text{AMAN}$$

5.1.5 Perencanaan Gelagar Melintang

Rusuk melintang pada jembatan kereta api menggunakan profil IWF 900.300.16.28, dengan karakteristik penampang sebagai berikut:



$h = 900 \text{ mm}$	$I_x = 411000 \text{ cm}^4$
$b = 300 \text{ mm}$	$I_y = 12600 \text{ cm}^4$
$t_1 = 16 \text{ mm}$	$i_x = 36,4 \text{ cm}$
$t_2 = 28 \text{ mm}$	$i_y = 6,39 \text{ cm}$
$F = 309,8 \text{ cm}^2$	$W_x = 9140 \text{ cm}^3$
$q = 243 \text{ kg/m}$	$W_y = 843 \text{ cm}^3$

➤ **Beban – beban yang menimbulkan momen dan gaya lintang**

1. **Akibat beban tetap (M)**

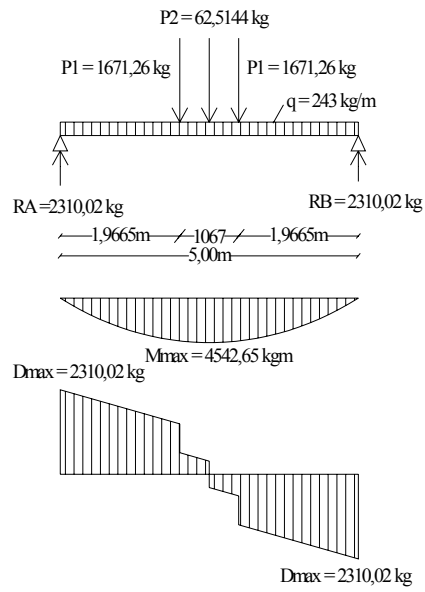
- ✓ **Beban akibat berat sendiri**

Berat profil baja $q = 243 \text{ kg / m}$.

- ✓ **Beban terpusat dari gelagar memanjang**

Berat rel dan bantalan $= 2 \times 835,63 = 1671,26 \text{ kg}$

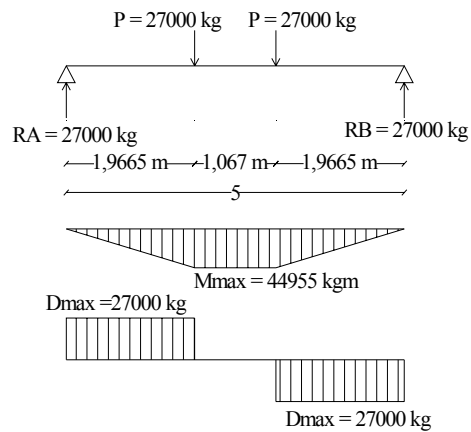
Berat ikatan angin sek. $= 4 \times \frac{1}{2} \times 2,07 \times 15,1 = 62,514 \text{ kg}$



2. Akibat beban bergerak (H)

$P = 2 \times \text{Reaksi perletakan gelagar memanjang}$

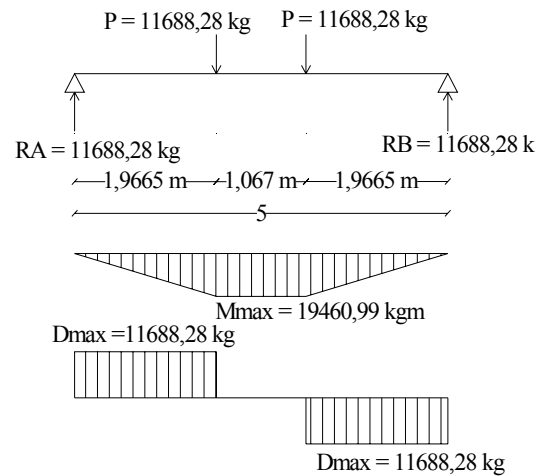
$P = 2 \times 13500 = 27000 \text{ kg}$



3. Akibat pengaruh kejut (Fk)

$P = 2 \times \text{Reaksi perletakan gelagar memanjang}$

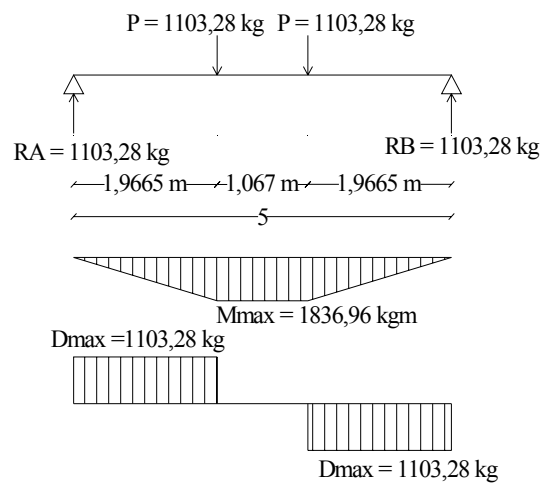
$$P = 2 \times 5844,14 = 11688,28 \text{ kg}$$



4. Akibat gaya tumbuk (Tu)

$P = 2 \times \text{Reaksi perletakan gelagar memanjang}$

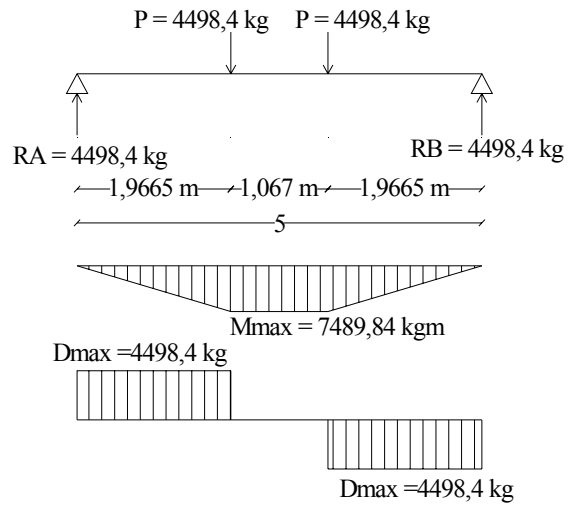
$$P = 2 \times 551,64 = 1103,28 \text{ kg}$$



5. Akibat tekanan angin (A)

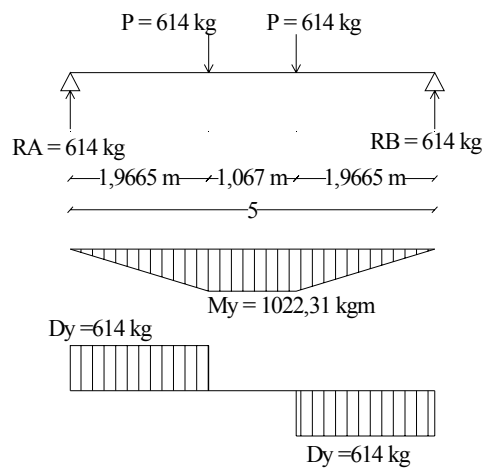
$P = 2 \times \text{Reaksi perletakan gelagar memanjang}$

$P = 2 \times 2249,2 = 4498,4 \text{ kg}$



6. Akibat gaya traksi (Tr)

$P = 6500 \text{ kg}$



Tabel 5.3. Gaya Dalam Akibat Beban Pada Gelagar Melintang

Beban	RA (kg)	RB (kg)	Dx (kg)	Dy (kg)	Mx (kgm)	My (kgm)
Mati (M)	2310,02	2310,02	2310,02	0	4542,65	0
Hidup (H)	27000	27000	27000	0	44955	0
Kejut (Fk)	11688,28	11688,28	11688,28	0	19460,99	0
Tumbuk (Tu)	1103,28	1103,28	1103,28	0	1836,96	0
Angin (A)	4498,4	4498,4	4498,4	0	7489,84	0
Traksi (Tr)	614	614	0	614	0	1022,31

Kontrol Tegangan Yang Terjadi**Tabel 5.4.** Kombinasi Beban Pada Gelagar Melintang

Kombinasi	Beban	Dx (kg)	Dy (kg)	Mx (kgm)	My (kgm)
Kombinasi I	M+H+Fk	40998,3	0	68958,64	0
Kombinasi II	M+H+Fk+Tu+A	46599,98	0	78285,44	0
Kombinasi III	M+H+Fk+Tu+Tr+A	46599,98	614	78285,44	1022,31

$$M_{x_{\max}} = 78285,44 \text{ kgm} = 7828544 \text{ kgcm}^1$$

$$M_{y_{\max}} = 1022,31 \text{ kgm} = 102231 \text{ kgcm}^1$$

$$D_{x_{\max}} = 46599,98 \text{ kg}$$

$$D_{y_{\max}} = 614 \text{ kg}$$

1. Terhadap lentur

$$\text{Syarat } \sigma < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$M_{x_{\max}} = 7828544 \text{ kgcm}^1$$

$$M_{y_{\max}} = 102231 \text{ kgcm}^1$$

$$\sigma_x = \frac{M_{x_{\max}}}{W_x} = \frac{7828544}{9140} = 856,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_{y_{\max}}}{W_y} = \frac{102231}{843} = 121,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{3\sigma_x^2 + 3\sigma_y^2} = \sqrt{3 \times 856,51^2 + 3 \times 121,27^2} = 1498,31$$

$$\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_{\text{ijin}} (1933 \text{ kg/cm}^2) \dots \text{AMAN}$$

2. Terhadap geser

Syarat $\tau < \tau_{ijin}$

$$\tau_{ijin} = 0,6 \times f' = 0,6 \times 1933 = 1159,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$Dx_{max} = 46599,98 \text{ kg}$$

$$Dy_{max} = 641 \text{ kg}$$

$$\tau_x = \frac{\sum Dx_{max} \times W_x}{t_1 \times I_x} = \frac{46599,98 \times 9140}{1,6 \times 411000} = 647,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{\sum Dy_{max} \times W_y}{t_1 \times I_y} = \frac{614 \times 834}{1,6 \times 12600} = 25,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_x + \tau_y = 647,69 + 25,4 = 673,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \tau_{ijin} (1159,8 \text{ kg/cm}^2) \dots \text{AMAN}$$

3. Terhadap lendutan

$$\delta_{max} = \frac{\lambda}{800} = \frac{500}{800} = 0,625 \text{ cm}$$

- Akibat beban mati

$$\delta_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_x}$$

$$\delta_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,43 \times 500^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 411000}$$

$$\delta_x = 0,002 \text{ cm}$$

- Akibat beban Gelagar memanjang, ikatan angin sekunder dan rel

$$\delta_x = \left(\frac{P \times a}{24EI_x} \times (3L^2 - 4a) \right) + \frac{1}{48} \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x}$$

$$\delta_x = \left(\frac{1671,26 \times 166,5}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 411000} \times (3 \times 500^2 - 4 \times 166,5) \right) + \frac{1}{48} \frac{62,514 \times 500^3}{2,1 \cdot 10^6 \times 411000}$$

$$\delta_x = 0,01 \text{ cm}$$

- Akibat beban hidup

$$\delta_x = \left(\frac{P \times a}{24EI_x} \times (3L^2 - 4a) \right) = \frac{27000 \times 166,5}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 411000} (3 \times 500^2 - 4 \times 166,5)$$

$$\delta_x = 0,16 \text{ cm}$$

- Akibat gaya tumbuk

$$\delta_x = \left(\frac{P \times a}{24EI_x} \times (3L^2 - 4a) \right)$$

$$\delta_x = \frac{1103,28 \times 166,5}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 411000} (3 \times 500^2 - 4 \times 166,5)$$

$$\delta_x = 0,006$$

- Akibat tekanan angin

$$\delta_x = \left(\frac{P \times a}{24EI_x} \times (3L^2 - 4a) \right)$$

$$\delta_x = \frac{4498,4 \times 166,5}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 411000} (3 \times 500^2 - 4 \times 166,5)$$

$$\delta_x = 0,03 \text{ cm}$$

- Akibat gaya traksi

$$\delta_y = \left(\frac{P \times a}{24EI_y} \times (3L^2 - 4a) \right)$$

$$\delta_y = \frac{614 \times 166,5}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 12600} (3 \times 500^2 - 4 \times 166,5)$$

$$\delta_y = 0,01 \text{ cm}$$

- Lendutan total

$$\delta_{\text{total}} = \sqrt{(\sum \delta_x)^2 + (\sum \delta_y)^2}$$

$$\delta_{\text{total}} = \sqrt{(0,002 + 0,01 + 0,16 + 0,006 + 0,03)^2 + (0,01)^2}$$

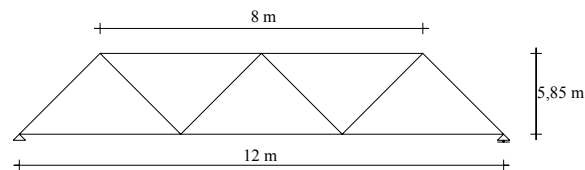
$$\delta_{\text{total}} = 0,21 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} < \delta_{\text{ijin}} (0,625 \text{ cm}) \dots \text{AMAN}$$

5.1.6 Perencanaan Ikatan Angin

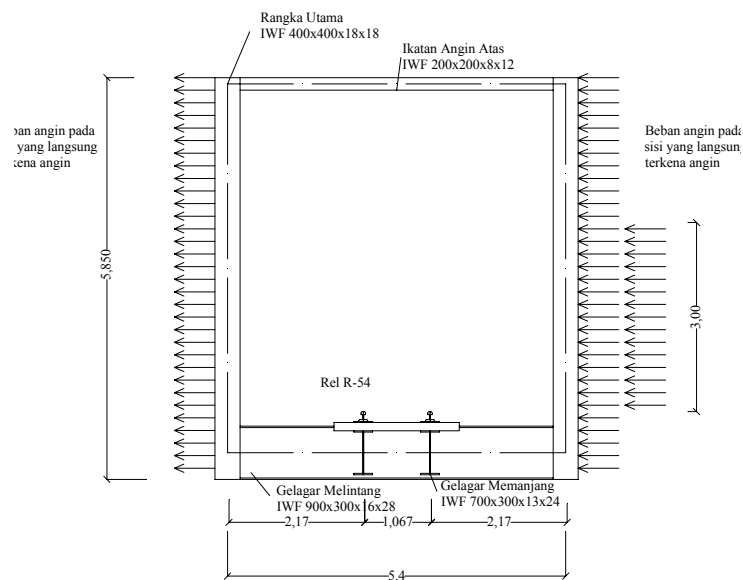
Data teknis perencanaan ikatan angin :

- Tekanan angin tekan = 100 kg/m^2
- Tekanan angin hisap = 50 kg/m^2
- Panjang sisi bawah jembatan = 12 m
- Panjang sisi atas jembatan = 8 m
- Tinggi jembatan = $5,85 \text{ m}$
- Luas bidang rangka utama (A) = $\left(\frac{12+8}{2}\right) \times 5,85 = 58,5 \text{ m}^2$



Gambar 5.10. Bidang Rangka Utama

5.1.6.1 Pembebanan ikatan angin



Gambar 5.11. Penyebaran Beban Angin

a. Sisi jembatan yang langsung terkena angin (angin tekan)

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (d1) :

$$\begin{aligned} d1 &= 25\% \times Luas \times A \\ &= 25\% \times 58,5 \times 100 \\ &= 1462,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban angin pada muatan hidup setinggi 3 m dari muka rel (d2) :

$$\begin{aligned} d2 &= 100\% \times A \times L \times 3 \text{ m} \\ &= 100\% \times 150 \times 12 \times 3 \\ &= 5400 \text{ kg} \end{aligned}$$

Penentuan titik tangkap gaya akibat beban angin (s) :

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (s1)

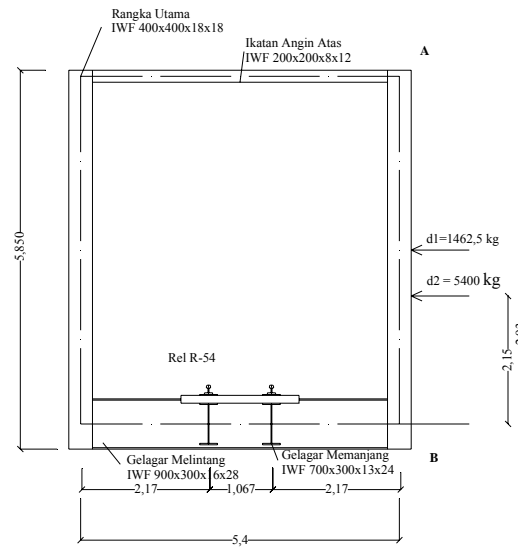
$$\begin{aligned} S1 &= \frac{1}{2} \times \text{Tinggi jembatan} \\ &= \frac{1}{2} \times 5,85 \text{ m} = 2,925 \text{ m} \end{aligned}$$

- Beban angin pada muatan hidup setinggi 3 m (s2)

$$\text{Tinggi sumbu gelagar melintang ke muka rel (h1)} = 0,654 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang vertikal beban hidup (h6)} = 3,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S2 &= h1 + \frac{1}{2} \cdot H2 \\ &= 0,654 + \frac{1}{2} \cdot 3,00 \\ &= 2,154 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.12. Titik Tangkap Gaya Angin Tekan

$$\Sigma M_B = 0$$

$$(R_A \times 5,85) - (d1 \times s1) - (d2 \times s2) = 0$$

$$(R_A \times 5,85) - (1462,5 \times 2,925) - (5400 \times 2,154) = 0$$

$$R_A = \frac{15909,41}{5,85} = 2719,56 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$(R_B \times 5,85) - (d1 \times s1) - (d2 \times (5,85 - s2)) = 0$$

$$(R_B \times 5,85) - (1462,5 \times 2,925) - (5400 \times 3,7) = 0$$

$$R_B = \frac{24257,81}{5,85} = 4315,86 \text{ kg}$$

Distribusi beban angin

- Pada ikatan angin atas

$$P1 = \frac{R_A}{9} = \frac{2719,56}{9} = 302,17 \text{ kg}$$

- Pada ikatan angin bawah

$$P1 = \frac{R_B}{10} = \frac{4315,86}{10} = 431,59 \text{ kg}$$

b. Sisi jembatan yang tidak langsung terkena angin (angin hisap)

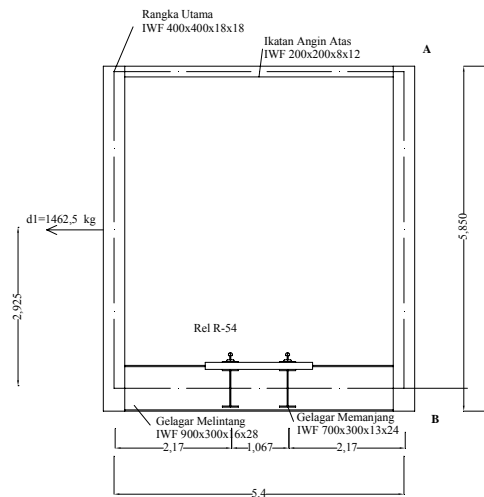
- Beban angin pada sisi rangka jembatan (d1) :

$$\begin{aligned} d1 &= 25\% \times Luas \times A \\ &= 25\% \times 58,5 \times 50 \\ &= 731,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Penentuan titik tangkap gaya akibat beban angin (s) :

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (s1)

$$\begin{aligned} S1 &= \frac{1}{2} \times \text{Tinggi jembatan} \\ &= \frac{1}{2} \times 5,85 \text{ m} = 2,925 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.13. Titik Tangkap Gaya Angin Hisap

$$R_C = R_D = \frac{(731,25 \times 2,925)}{5,85} = 365,62 \text{ kg}$$

Distribusi beban angin

- Pada ikatan angin atas

$$P2 = \frac{R_C}{9} = \frac{365,62}{9} = 40,62 \text{ kg}$$

- Pada ikatan angin bawah

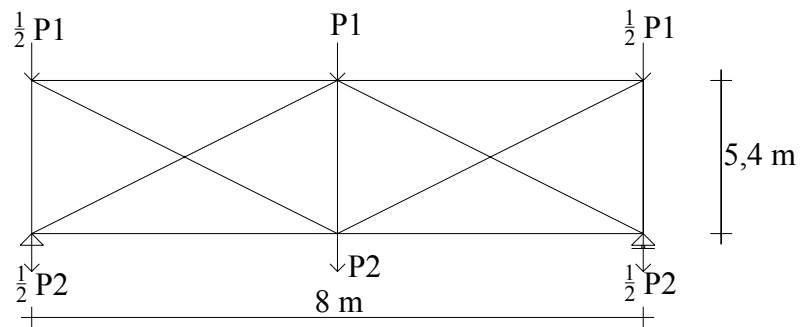
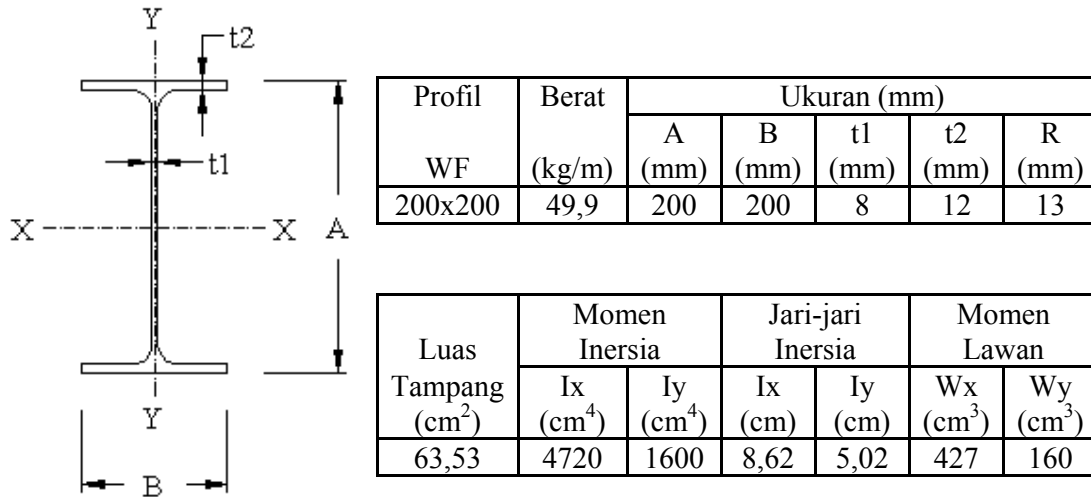
$$P2 = \frac{R_D}{10} = \frac{365,62}{10} = 36,562 \text{ kg}$$

5.1.6.2 Kontrol Tegangan Ikatan Angin

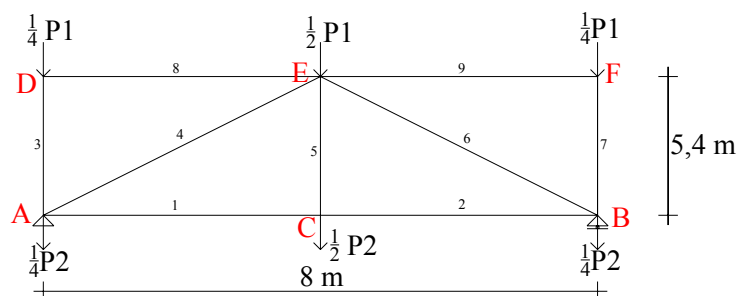
a. Ikatan angin atas

Untuk pertambatan angin atas digunakan profil IWF 200.200.8.12

- Profil. *IWF* 200.200.8.12

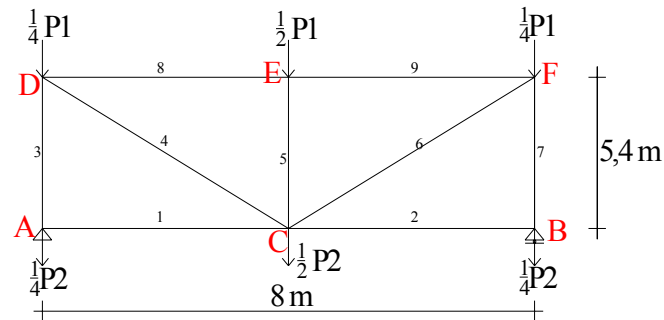


Gambar 5.14. Penyebaran Beban Angin Pada Ikatan Angin Atas



Konstruksi I

Gambar 5.15. Ikatan Angin Atas Konstruksi I



Konstruksi II

Gambar 5.16. Ikatan Angin Atas Konstruksi II

Tabel 5.5. Gaya Dalam Ikatan Angin Atas

BATANG	KONSTRUKSI I (kg)	KONSTRUKSI II (kg)
1	63,481	0
2	63,481	0
3	-75,5425	-161,24
4	-106,65	106,649
5	20,31	-151,085
6	-106,65	106,649
7	-75,5425	-161,24
8	0	-63,481
9	0	-63,481

$$N_{\text{Tekan max}} = -161,24 \text{ kg (batang 3 dan 7 pada konstruksi II)}$$

$$N_{\text{Tarik max}} = 106,649 \text{ kg (batang 4 dan 6 pada konstruksi II)}$$

- o Batang tekan

$$P = -161,24 \text{ kg}$$

$$Lk = 336 \text{ cm}$$

Kelangsingan pada batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{i_{\min}} = \frac{336}{5,02} = 66,93$$

$$\lambda_b = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}}$$

$$= \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{0,7 \times 5100}}$$

$$= 76,19$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2,5 \lambda^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6}{2,5 \times 66,93^2}$$

$$= 1850,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Omega = \frac{0,6 f_y}{F_a}$$

$$= \frac{0,6 \times 2900}{1850,7}$$

$$= 0,94$$

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi :

$$\sigma = \omega \frac{N}{\Phi A} = 0,94 \times \frac{161,24}{0,85 \times 63,53} = 2,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \bar{f} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \dots \text{AMAN}$$

◦ Batang tarik

$$P = 106,649 \text{ kg}$$

2 buah baut $d = 23 \text{ mm}$

$$A_{\text{nett}} = 63,53 - 2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \cdot t$$

$$= 63,53 - 2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 2,3^2 \cdot 0,8$$

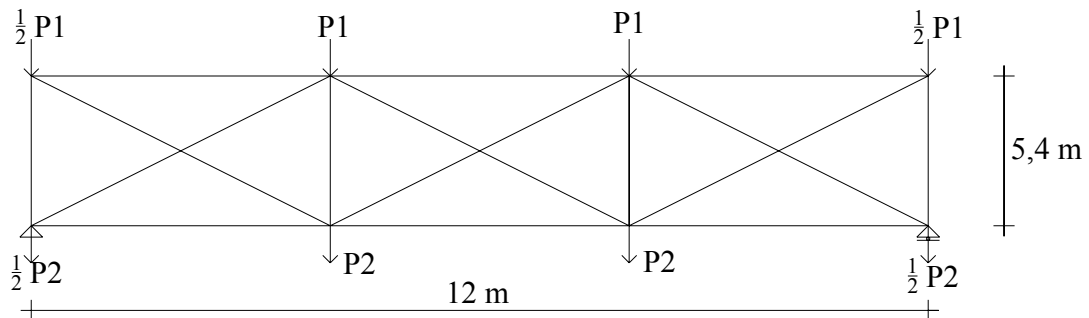
$$= 56,88 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{\Phi A_{\text{nett}}} = \frac{106,649}{0,75 \times 56,88} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

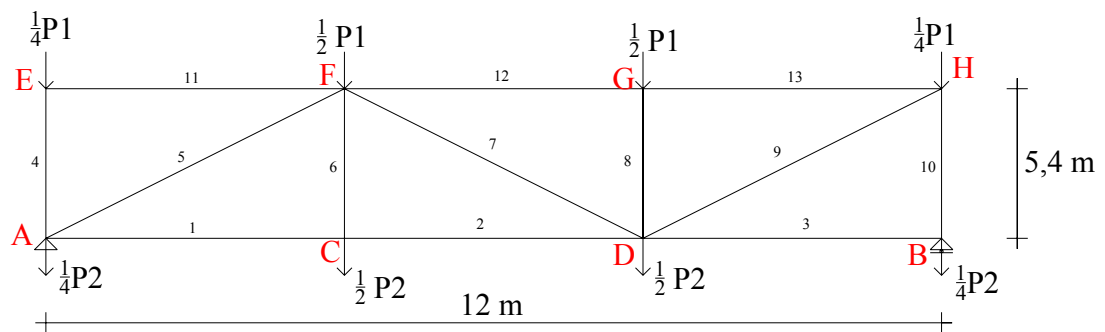
$$\sigma \leq \sigma_{\text{ijin}} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \dots \text{AMAN}$$

b. Ikatan angin primer bawah

Untuk ikatan angin bawah menggunakan profil IWF 200.200.8.12

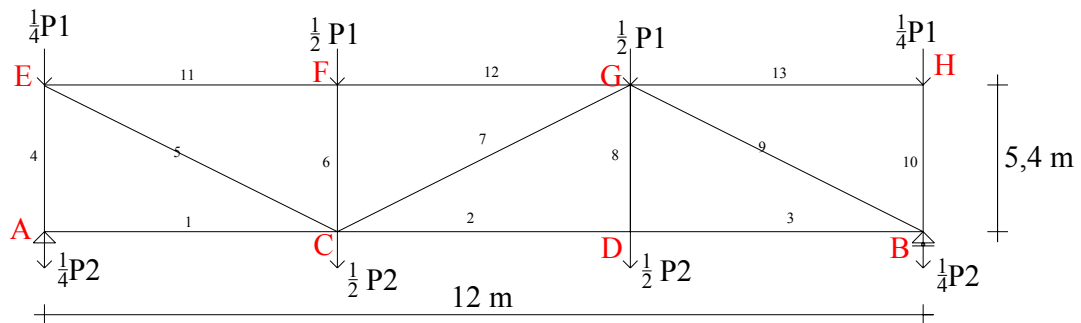


Gambar 5.17. Penyebaran Beban Angin Pada Ikatan Angin Primer Bawah



Konstruksi I

Gambar 5.18. Ikatan Angin Primer Bawah Konstruksi I



Konstruksi II

Gambar 5.19. Ikatan Angin Primer Bawah Konstruksi II

➤ Untuk ikatan angin bawah:

Tabel 5.6. Gaya Dalam Ikatan Angin Primer Bawah

BATANG	KONSTRUKSI I (kg)	KONSTRUKSI II (kg)
1	126,964	0
2	126,964	126,964
3	$-5,62 \times 10^{-4}$	126,964
4	-75,5425	-246,9375
5	-213,298	213,298
6	20,31	-151,085
7	$-4,9055 \times 10^{-4}$	$-4,9055 \times 10^{-4}$
8	-151,085	20,31
9	213,298	-213,298
10	-246,9375	-75,5425
11	0	126,964
12	-126,964	126,964
13	-126,964	253,928

$N_{\text{Tekan max}} = -151,085 \text{ kg}$ (batang 6 konstruksi II dan batang 8 konstruksi I)

$N_{\text{Tarik max}} = 253,928 \text{ kg}$ (batang 13 konstruksi II)

◦ Batang tekan

$$P = -151,085 \text{ kg}$$

$$Lk = 336 \text{ cm}$$

Kelangsingan pada batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{i_{\min}} = \frac{336}{5,02} = 66,93$$

$$\begin{aligned} \lambda_b &= \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}} \\ &= \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{0,7 \times 5100}} \\ &= 76,19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_a &= \frac{\pi^2 E}{2,5\lambda^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6}{2,5 \times 66,93^2} \\
 &= 1850,7 \text{ kg/cm}^2 \\
 \Omega &= \frac{0,6fy}{F_a} \\
 &= \frac{0,6 \times 2900}{1850,7} \\
 &= 0,94
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi :

$$\sigma = \omega \frac{N}{\Phi A} = 0,94 \times \frac{151,085}{0,85 \times 63,53} = 2,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_{ijin} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \dots \text{AMAN}$$

◦ Batang tarik

$$P = 253,928 \text{ kg}$$

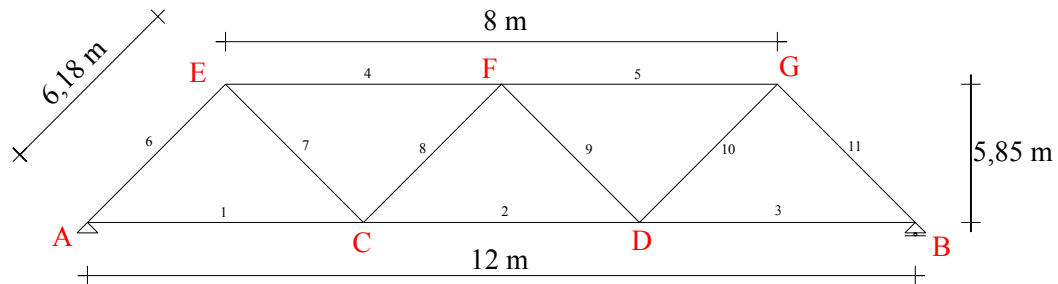
1 buah baut Ø 23 mm

$$\begin{aligned}
 A_{\text{nett}} &= 63,53 - \frac{1}{4} \pi d^2 t \\
 &= 63,53 - \frac{1}{4} \pi \cdot 2,3^2 \cdot 0,8 \\
 &= 60,21 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{P}{\Phi A_{\text{nett}}} = \frac{253,928}{0,75 \times 60,21} = 5,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \leq \sigma_{ijin} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \dots \text{AMAN}$$

5.1.7 Perencanaan Rangka Induk



Gambar 5.20. Rencana Rangka Induk

Data teknis perencanaan rangka induk :

- Batang atas = Profil *IWF*.400.400.13.21
- Batang bawah = Profil *IWF*.400.400.13.21
- Batang miring = Profil *IWF*.400.400.13.21

5.1.7.1 Gaya Batang akibat beban mati

a. Beban rangka induk

- Batang horisontal = $5 \times (4 \times 172)$ = 3440 kg
 - Batang miring = $5 \times (6,18 \times 172)$ = 5314,8 kg +
-
- Σ Berat rangka induk = 8754,8 kg

Penambahan beban sebesar 10 %, sebagai asumsi berat pelat buhul beserta bautnya.

Distribusi beban rangka induk:

- Buhul A dan B

$$P = \left(\frac{6,18 + 4}{2} \right) \times 172 = 875,48 \text{ kg}$$

$$P = P + (P \times 10\%) = 963,03 \text{ kg}$$

- o Buhul E dan G

$$P = 2 \times \left(\frac{6,18}{2} \right) \times 172 + \left(\frac{4}{2} \right) \times 172 = 1406,96 \text{ kg}$$

$$P = P + (P \times 10\%) = 1547,66 \text{ kg}$$

- o Buhul C,D,F

$$= 2 \times \left(\frac{6,18 + 4}{2} \right) \times 172 = 1750,96 \text{ kg}$$

$$P = P + (P \times 10\%) = 1926,06 \text{ kg}$$

- b. Beban gelagar memanjang

2 buah profil IWF 700.300.13.24

Distribusi beban pada tiap buhul :

- o Buhul A dan B $= \left(\frac{4 \times 185}{2} \right) = 370 \text{ kg}$

- o Buhul C dan D $= \left(\frac{2 \times (4 \times 185)}{2} \right) = 740 \text{ kg}$

- c. Beban gelagar melintang

11 buah profil IWF 900.300.16.28

Distribusi beban pada tiap buhul :

- o Buhul A,C,D,B $= \left(\frac{5,4 \times 243}{2} \right) = 656,1 \text{ kg}$

- d. Beban Rel, bantalan

Berat sepur $= 450 \text{ kg/m}$

Distribusi beban pada tiap buhul :

- o Buhul A dan B $= \frac{1}{2} \times \left(\frac{4 \times 450}{2} \right) = 450 \text{ kg}$

- o Buhul C dan D $= \left(\frac{4 \times 450}{2} \right) = 900 \text{ kg}$

e. Beban ikatan angin atas

Profil IWF 200.200.8.12

Distribusi beban pada tiap buhul :

$$\begin{aligned} \text{Buhul E,F,G} &= \left(\frac{4 \times 49,9}{2} \right) + 2 \times \left(\frac{6,72 \times 49,9}{2} \right) \\ &= 341,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

f. Beban ikatan angin bawah primer

Profil IWF 200.200.8.12

Distribusi beban pada tiap buhul

$$\begin{aligned} \circ \text{ Buhul C dan D} &= 2 \times \left(\frac{6,72 \times 49,9}{2} \right) \\ &= 241,25 \text{ kg} \\ \circ \text{ Buhul A dan B} &= \left(\frac{6,72 \times 49,9}{2} \right) \\ &= 120,62 \text{ kg} \end{aligned}$$

g. Beban ikatan angin bawah sekunder

Profil L 100.100.10

$$\begin{aligned} \circ \text{ Buhul C dan D} &= 2 \times \left(\frac{2,07 \times 15,1}{2} \right) \\ &= 31,26 \text{ kg} \\ \circ \text{ Buhul A dan B} &= \left(\frac{2,07 \times 15,1}{2} \right) \\ &= 15,63 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.1.7.2 Beban Hidup

Sesuai dengan peraturan skema beban gandar jembatan jalan rel Indonesia dan penjelasannya pada table 1B momen maksimum jembatan akibat beban kereta api (SBG-1988) adalah:

Bentang 12 m → Momen max = 162 (ton-meter)

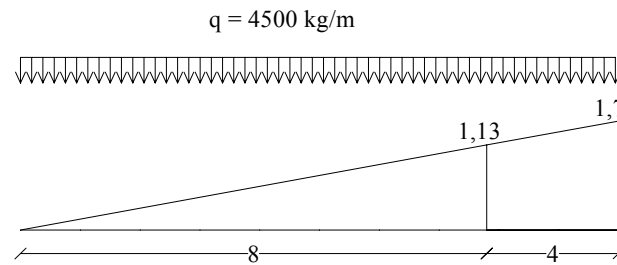
U = beban hidup rata-rata

$$U = \frac{8M}{L^2} = \frac{8 \times 162}{12^2} = 9 \text{ ton/m}$$

Untuk jembatan rangka baja beban kereta api didistribusikan ke rangka induk kiri dan rangka utama kanan. Sehingga bebannya menjadi:

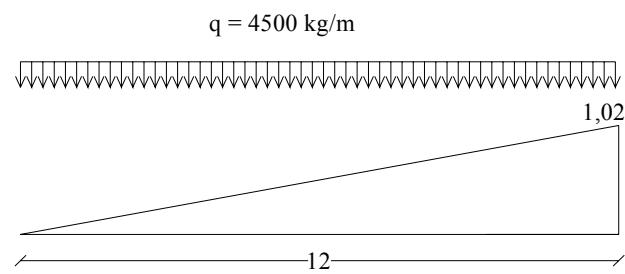
$$q = \frac{U}{2} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ ton/m} = 4500 \text{ kg/m}$$

- Batang S1



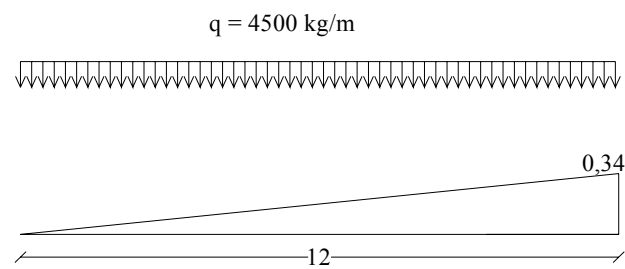
$$\begin{aligned} S1 &= \left(\left((0,5 \times 8 \times 1,13) + \left(\frac{1,13 + 1,7}{2} \times 4 \right) \right) \times 4500 \right) \\ &= 45810 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S2



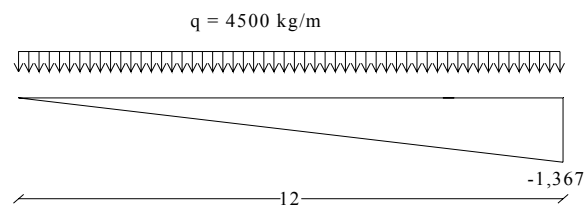
$$\begin{aligned} S2 &= ((0,5 \times 12 \times 1,02) \times 4500) \\ &= 27540 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S3



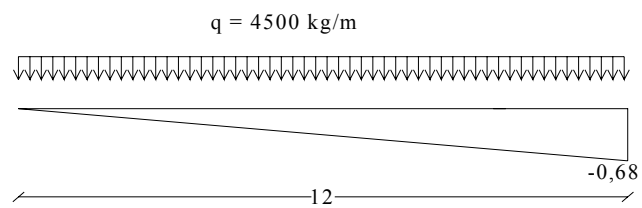
$$\begin{aligned} S3 &= ((0,5 \times 12 \times 0,34) \times 4500) \\ &= 9180 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S4



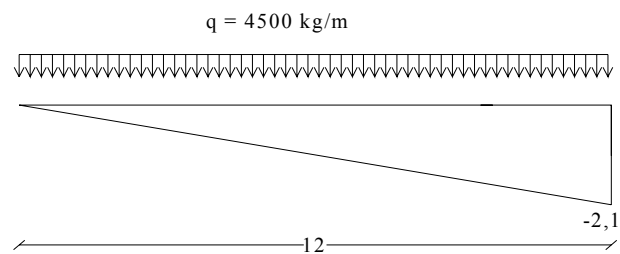
$$\begin{aligned} S4 &= ((0,5 \times 12 \times (-1,367)) \times 4500) \\ &= -36909 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S5



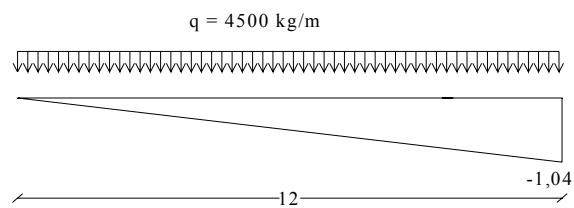
$$\begin{aligned} S5 &= ((0,5 \times 12 \times (-0,68)) \times 4500) \\ &= -18360 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S6



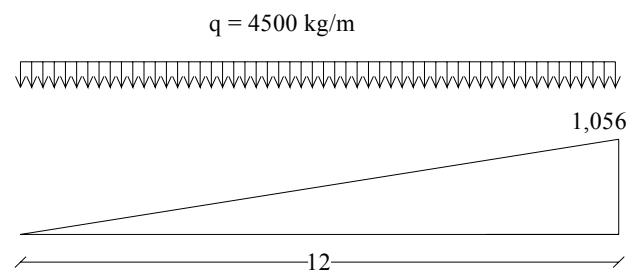
$$\begin{aligned} S6 &= ((0,5 \times 12 \times (-2,1)) \times 4500) \\ &= -56700 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S7



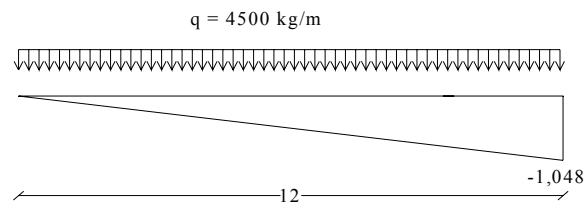
$$\begin{aligned} S7 &= ((0,5 \times 12 \times (-1,04)) \times 4500) \\ &= -28080 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S8



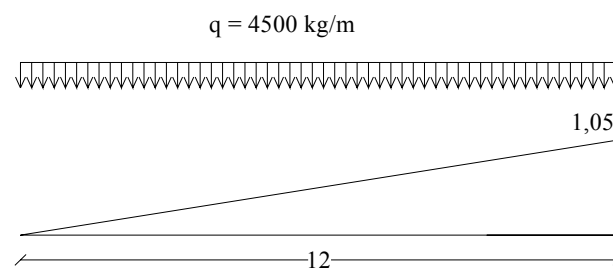
$$\begin{aligned} S8 &= ((0,5 \times 12 \times 1,056) \times 4500) \\ &= 28512 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S9



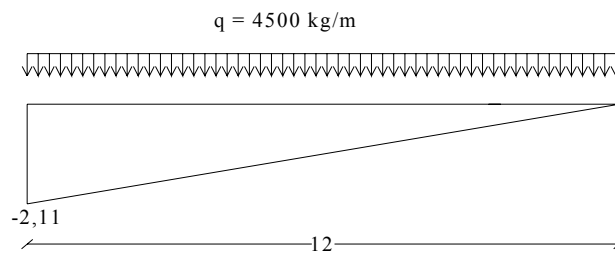
$$\begin{aligned} S9 &= ((0,5 \times 12 \times (-1,048)) \times 4500) \\ &= -28296 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Batang S10



$$\begin{aligned} S10 &= ((0,5 \times 12 \times 1,05) \times 4500) \\ &= 28350 \text{ kg} \end{aligned}$$

▪ Batang S11

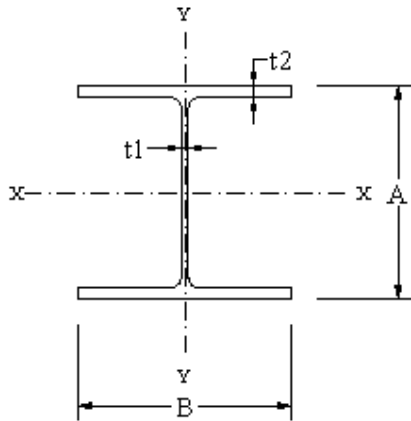


$$\begin{aligned} S11 &= ((0,5 \times 12 \times (-2,11)) \times 4500) \\ &= -56970 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.1.7.3 Kontrol Tegangan Rangka Induk

Rangka induk direncanakan menggunakan :

Profil *IWF*400.400.13.21 mutu baja Fe510 $\bar{\sigma} = 1933 \text{ kg/cm}^2$



Profil (mm)	Ukuran (mm)					Luas (F) (cm ²)	Berat (G) (kg/m)
	A	B	t1	t2	r		
400 x 400	400	400	13	21	22	218,17	172
Momen Inersia (cm ⁴)		Jari-jari Inersia (cm ⁴)		Momen Lawan (cm ⁴)			
I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y		
66600	22400	17,5	10,1	3330	1120		

a. Batang Tarik

1. Batang Horizontal

$$P_{\max} = 152657,649 \text{ kg}$$

Cek Tegangan :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{terjadi}} &= \frac{P}{\Phi F} \quad ; \Phi = 0,75 \text{ (SNI 03-1729-2002)} \\ &= \frac{152657,649}{0,75 \times 218,17} \\ &= 932,96 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

2. Batang Diagonal

$$P_{\max} = 60071 \text{ kg}$$

Cek Tegangan :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{terjadi}} &= \frac{P}{\Phi F} \quad ; \Phi = 0,75 \text{ (SNI 03-1729-2002)} \\ &= \frac{60071}{0,75 \times 218,17} \\ &= 367,12 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

b. Batang Tekan

1. Batang Horizontal

$$P = -226475,65 \text{ kg}$$

$$Lk = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

Kelangsingan pada batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{i_{\min}} = \frac{400}{10,1} = 39,6$$

$$\begin{aligned} \lambda_b &= \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}} \\ &= \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{0,7 \times 5100}} \\ &= 76,19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_a &= 0,6 \cdot f_y - 0,32 \cdot f_y \cdot \frac{\lambda - 15}{\lambda_b - 15} \\ &= 0,6 \cdot 5100 - 0,32 \cdot 5100 \cdot \frac{39,6 - 15}{76,19 - 15} \\ &= 2403,89 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{0,6 f_y}{F_a} \\ &= \frac{0,6 \times 5100}{2403,89} \\ &= 1,27 \end{aligned}$$

Cek Tegangan :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{terjadi}} &= \omega \times \frac{P}{\Phi F} ; \Phi = 0,85 \text{ (SNI 03-1729-2002)} \\ &= 1,27 \times \frac{226475,65}{0,85 \times 218,17} \\ &= 1550,998 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

2. Batang Diagonal

$$P = -83295 \text{ kg}$$

$$Lk = 6,18 \text{ m} = 618 \text{ cm}$$

Kelangsingan pada batang tunggal :

$$\lambda = \frac{Lk}{i_{\min}} = \frac{618}{10,1} = 61,19$$

$$\begin{aligned}\lambda_b &= \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}} \\ &= \pi \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{0,7 \times 5100}} \\ &= 76,19\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_a &= 0,6 \cdot f_y - 0,32 \cdot f_y \cdot \frac{\lambda - 15}{\lambda_b - 15} \\ &= 0,6 \cdot 5100 - 0,32 \cdot 5100 \cdot \frac{61,19 - 15}{76,19 - 15} \\ &= 1828,06 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Omega &= \frac{0,6 f_y}{F_a} \\ &= \frac{0,6 \times 5100}{1828,06} \\ &= 1,67\end{aligned}$$

Cek Tegangan :

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{terjadi}} &= \omega \times \frac{P}{\Phi F} ; \Phi = 0,85 \text{ (SNI 03-1729-2002)} \\ &= 1,67 \times \frac{83295}{0,85 \times 218,17} \\ &= 750,104 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} \text{ (1933 kg/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

5.1.8 Sambungan

5.1.8.1 Sambungan Antar Rangka Induk

- **Perhitungan Baut Sambungan Rangka Induk**

Sambungan antar rangka utama direncanakan menggunakan alat penyambung berupa baut mutu tinggi A325 dengan diameter 1" (25,4 mm).

Data teknis perencanaan jumlah baut :

- Tebal pelat penyambung (δ) = 30 mm
- Diameter baut (ϕ) = 25,4 mm
- Tegangan leleh baut (f_y) = 6350 kg/cm²

Pengaturan jarak antar baut (berdasarkan PUPJJRI Pasal 20) :

$2,5 d \leq s \leq 7 d$, s = jarak antar sumbu baut pada arah horisontal

$2,5 d \leq u \leq 7 d$, u = jarak antar sumbu baut pada arah vertikal

$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$, s_1 = jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi atau ke ujung bagian yang disambung.

- Jarak antar sumbu baut pada arah horisontal (s)

$$2,5 d \leq s \leq 7 d$$

$$63,5 \leq s \leq 177,8$$

- Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal (u)

$$2,5 d \leq u \leq 7 d$$

$$63,5 \leq u \leq 177,8$$

- Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi atau ke ujung bagian yang disambung (s_1)

$$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$$

$$38,1 \leq s_1 \leq 76,2$$

Sambungan irisan 1 :

$$\frac{\delta}{d} = \frac{30}{25,4} = 1,180 > 0,314 \quad (\text{pengaruh geser})$$

Pengaruh geser:

$$P_{gsr} = \frac{1}{4} \pi \cdot d \cdot \bar{\sigma} = \frac{1}{4} \pi \times 2,54 \times 2400 = 4784,787$$

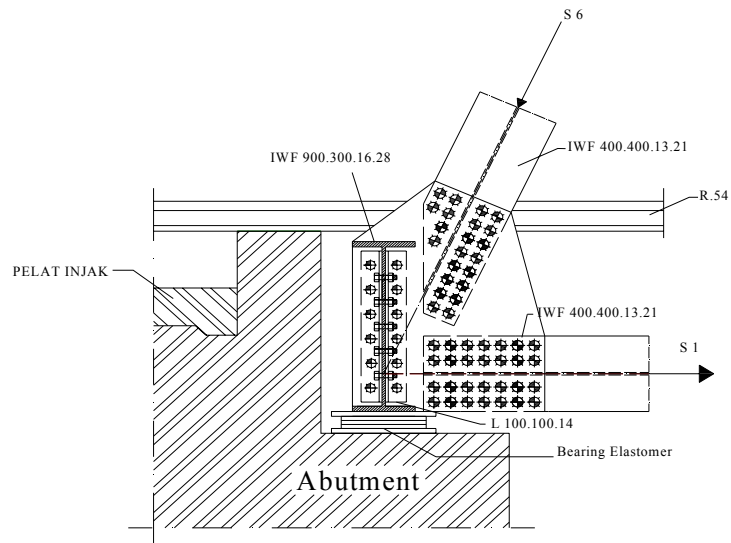
Jumlah baut (n) :

$$n = \frac{1}{2} \cdot \frac{S}{N_g}, \text{ dimana } S = \text{Besarnya gaya batang (kg)}$$

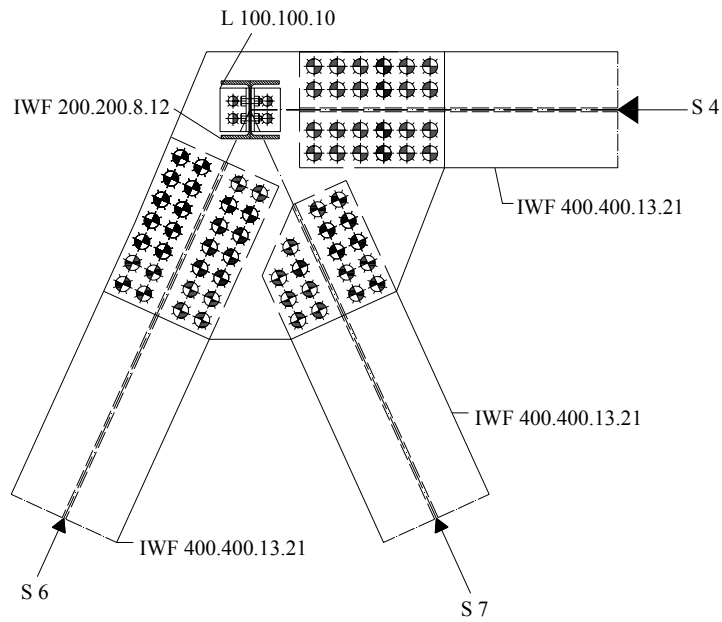
Tabel 5.9. Perhitungan Jumlah Baut Sambungan Rangka Induk

Batang	Gaya Batang (kg)	Pgsr (kg)	Jumlah Baut	Dipakai
S1	57336,298	4,788	5,99	28
S2	48185	4,788	5,03	28
S3	19805,298	4,788	2,07	28
S4	-226475,65	4,788	23,65	24
S5	-119090,65	4,788	12,44	24
S6	-77096	4,788	8,05	22
S7	-41070	4,788	4,29	17
S8	60071	4,788	6,27	18
S9	-42053	4,788	4,4	18
S10	42500	4,788	4,44	17
S11	-83295	4,788	8,7	22

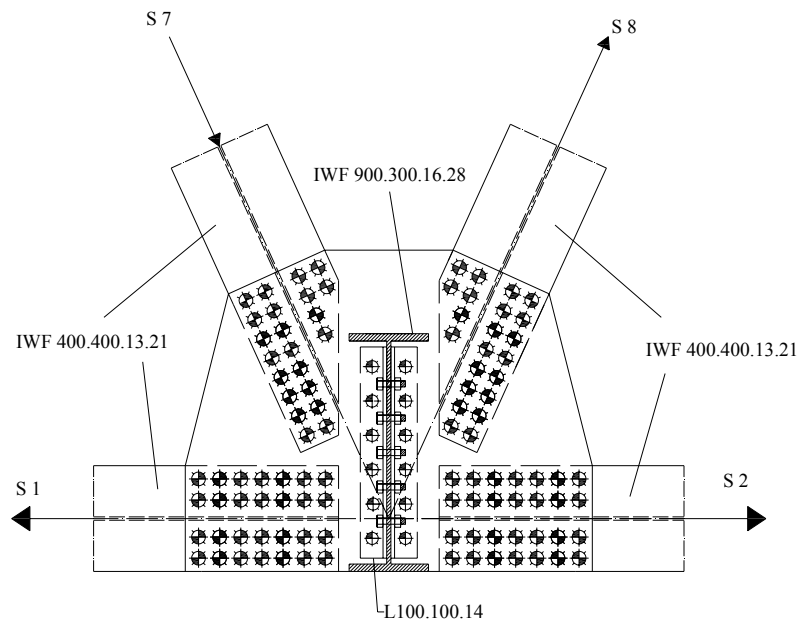
Buhul A



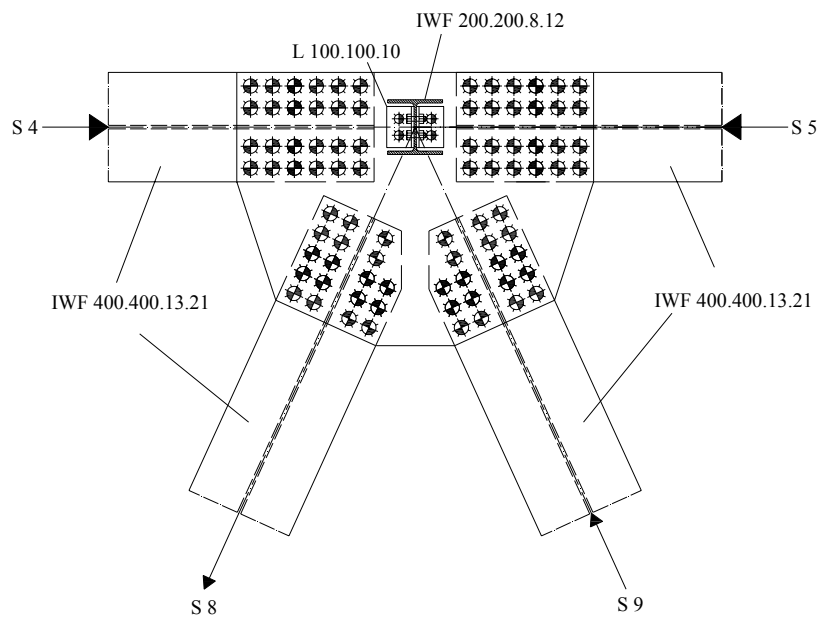
Buhul E



Buhul C



Buhul F



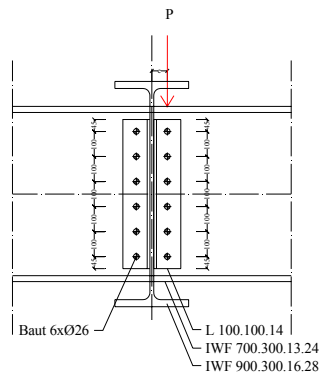
5.1.8.2 Perhitungan Sambungan Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang

Untuk penyambungan antara gelagar memanjang dan gelagar melintang digunakan pelat penyambung berupa profil $L100.100.14$

Syarat penyambungan :

$2,5 d \leq s \leq 7 d$, s = jarak antar sumbu baut pada arah horizontal

$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$, s_1 = jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi atau ke ujung bagian yang disambung



Gambar 5.21. Sambungan Gelagar Memanjang dan Melintang Dengan Profil L

- **Sambungan antara gelagar memanjang dengan profil L**

Sambungan direncanakan menggunakan baut $\phi 26$ mm

- Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal

$$3 d \leq s \leq 6 d$$

$$78 \leq s \leq 156$$

s diambil 100 mm

- Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi

$$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$$

$$39 \leq s_1 \leq 78$$

s_1 diambil 44 mm

1. Menentukan eksentrisitas gaya (e) :

$$e = \frac{1}{2} \text{ Tebal badan gelagar melintang} + \text{ Jarak antara sumbu baut ke tepi profil } L100.100.14$$

$$e = \left(\frac{1}{2} \times 18 \right) + 55 = 64 \text{ mm}$$

2. Menentukan gaya yang bekerja (P) :

Untuk perhitungan sambungan antara gelagar memanjang dan gelagar melintang, gaya yang diperhitungkan (P) adalah gaya geser maksimal akibat kombinasi beban yang bekerja pada gelagar memanjang.

$$D_{\max} \text{ gelagar memanjang (P)} = 22980,61 \text{ kg}$$

3. Menentukan jumlah baut :

$$\text{Gelagar memanjang} = IWF.700.300.13.24$$

$$\text{Tebal badan gelagar memanjang } (\delta) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter baut } (\phi) = 26 \text{ mm}$$

Sambungan irisan 2 :

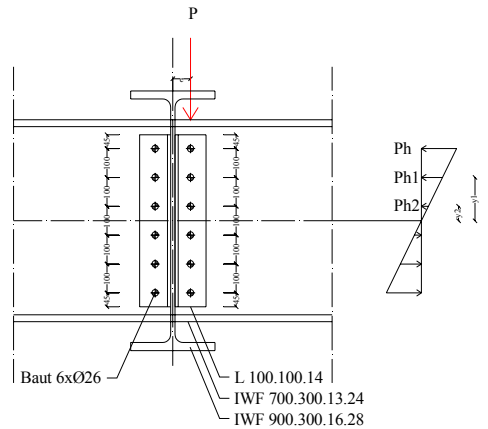
$$\frac{\delta}{d} = \frac{13}{26} = 0,5 < 0,628 \quad (\text{pengaruh desak})$$

Berdasarkan PPBBI, hal 68 :

$$\text{Untuk } s_1 > 2d, \text{ maka } \sigma_{desak} = 1,5 \times \bar{\sigma}$$

$$\begin{aligned} n_{desak} &= \frac{P}{1,5 \bar{\sigma} \times \delta \times d} \\ &= \frac{22980,61}{1,5 \times 1600 \times 1,3 \times 2,6} \\ &= 2,833 \longrightarrow \text{dipakai 6 buah baut} \end{aligned}$$

4. Kontrol terhadap tegangan yang terjadi



Gambar 5.22. Pembebanan Sambungan Gelagar Memanjang Dan Profil L

- Momen luar (M_{luar})

$$\begin{aligned} M_{\text{luar}} &= P \times e \\ &= 22980,61 \text{ kg} \times 6,4 \\ &= 147075,904 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

- Momen dalam (M_{dalam})

$$\begin{aligned} M_{\text{dalam}} &= [(Ph \times y) + (Ph1 \times y1) + (Ph2 \times y2)] \times 2 \\ &= \left[(Ph \times y) + \left(Ph \times \frac{y1^2}{y} \right) + \left(Ph \times \frac{y2^2}{y} \right) \right] \times 2 \\ &= \frac{2 \times Ph}{y} (y^2 + y1^2 + y2^2) \end{aligned}$$

Substitusi :

Momen dalam = Momen luar

$$\frac{2 \times Ph}{y} (y^2 + y1^2 + y2^2) = P \times e$$

$$Ph = \frac{P \times e \times y}{2 \times (y^2 + y1^2 + y2^2)}$$

$$P_h = \frac{22980,61 \times 6,4 \times 25}{2 \times (25^2 + 15^2 + 5^2)} = 2101,084 \text{ kg}$$

$$P_v = \frac{P}{n_{\text{baut}}} = \frac{22980,61}{6} = 3830,102 \text{ kg}$$

$$P_R = \sqrt{P_v^2 + P_h^2}$$

$$= \sqrt{3830,102^2 + 2101,084^2} = 4368,551 \text{ kg}$$

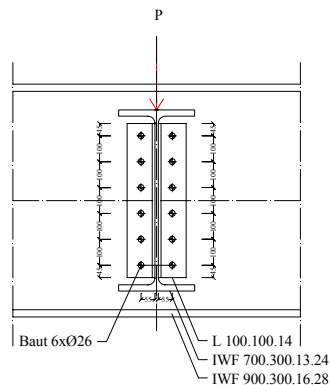
Tegangan yang terjadi pada baut terluar

$$\sigma_{\text{desak}} = \frac{P_R}{\delta \times d} < 1,5 \times \bar{\sigma}$$

$$= \frac{4368,551}{1,3 \times 2,6} < 1,5 \times 1600$$

$$= 1292,471 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{AMAN}$$

- **Sambungan antara gelagar melintang dengan profil L**



Gambar 5.23. Sambungan Gelagar Melintang Dengan Profil L

Sambungan direncanakan menggunakan baut ϕ 26 mm

Sambungan direncanakan menggunakan baut ϕ 26 mm

- Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal

$$3d \leq s \leq 6d$$

$$78 \leq s \leq 156$$

s diambil 100 mm

- Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi

$$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$$

$$39 \leq s_1 \leq 78$$

s_1 diambil 44 mm

1. Menentukan gaya yang bekerja (P) :

Untuk perhitungan sambungan antara gelagar memanjang dan gelagar melintang, gaya yang diperhitungkan (P) adalah gaya geser maksimal akibat kombinasi beban yang bekerja pada gelagar memanjang.

$$D_{\max} \text{ gelagar memanjang (P)} = 22980,61 \text{ kg}$$

2. Menentukan jumlah baut :

$$\text{Gelagar melintang} = IWF.900.300.16.28$$

$$\text{Tebal badan gelagar memanjang } (\delta) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter baut } (\phi) = 26 \text{ mm}$$

Sambungan irisan 2 :

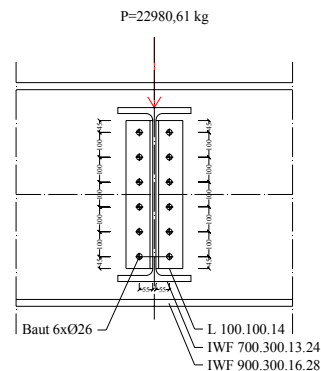
$$\frac{\delta}{d} = \frac{16}{26} = 0,615 < 0,628 \quad (\text{pengaruh desak})$$

Berdasarkan PPBBI, hal 68 :

Untuk $s_1 > 2d$, maka $\sigma_{desak} = 1,5 \times \bar{\sigma}$

$$\begin{aligned} n_{desak} &= \frac{P}{1,5 \bar{\sigma} \times \delta \times d} \\ &= \frac{22980,61}{1,5 \times 1600 \times 1,6 \times 2,8} \\ &= 2,137 \longrightarrow \text{dipakai 6 buah baut} \end{aligned}$$

3. Kontrol terhadap tegangan yang terjadi

**Gambar 5.24.** Pembebanan Sambungan Gelagar Melintang Dengan Profil L

Tegangan yang terjadi pada baut :

$$\begin{aligned} \tau_{\text{baut}} &= \frac{P}{2 \times n_{\text{baut}} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right)} < 0,6 \times \bar{\sigma} \\ &= \frac{22980,61}{2 \times 6 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 2,6^2 \right)} < 0,6 \times 1600 \\ &= 360,698 \text{ kg/cm}^2 < 960 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{AMAN} \end{aligned}$$

5.1.8.3 Sambungan Ikatan Amgin Sekunder Bawah

Sambungan direncanakan menggunakan baut ϕ 23 mm, tebal penyambung 10 mm.

- Jarak antar sumbu baut pada arah vertikal

$$3d \leq s \leq 6d$$

$$69 \leq s \leq 138$$

s diambil 100 mm

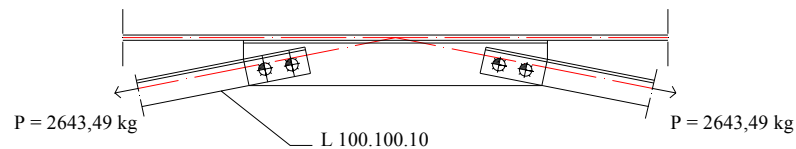
- Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi

$$1,5 d \leq s_1 \leq 3 d$$

$$35 \leq s_1 \leq 69$$

s_1 diambil 60 mm

- Ikiatan angin sekunder bawah dengan gelagar memanjang (irisan 1)

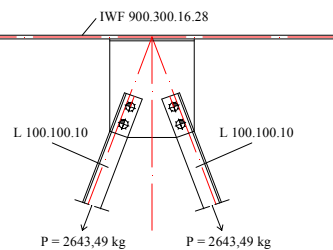


Gambar.5.25. Hubungan Ikiatan Angin Sekunder Bawah Dengan Gelagar Memanjang

$$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{23} = 0,343 > 3,14 \rightarrow \text{pengaruh geser}$$

$$n_{\text{geser}} = \frac{P}{\frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2 \cdot 0,8 \cdot \sigma} = \frac{2643,49}{\frac{1}{4} \times \pi \cdot 2,3^2 \cdot 0,8 \cdot 2400} = 0,331 \rightarrow \text{dipakai 2 baut}$$

- Ikiatan angin sekunder bawah dengan gelagar melintang (irisan 1)

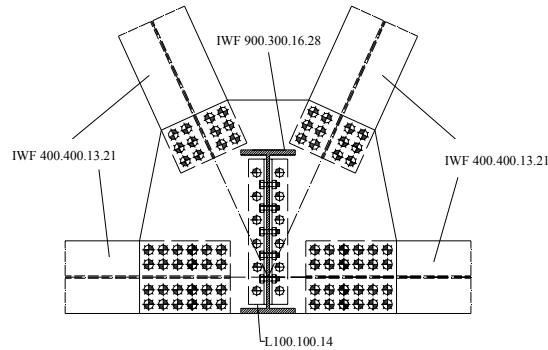


Gambar.5.26. Hubungan Ikiatan Angin Sekunder Bawah Dengan Gelagar Melintang

$$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{23} = 0,343 > 3,14 \rightarrow \text{pengaruh geser}$$

$$n_{\text{geser}} = \frac{P}{\frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2 \cdot 0,8 \cdot \sigma} = \frac{2643,49}{\frac{1}{4} \times \pi \cdot 2,3^2 \cdot 0,8 \cdot 2400} = 0,331 \rightarrow \text{dipakai 2 baut}$$

5.1.8.4 Sambungan Gelagar Melintang Dan Rangka Induk



Gambar.5.27. Sambungan Gelagar Melintang Dan Rangka Induk

- Beban pada gelagar melintang
 - Beban tetap = 2310,02 kg
 - Muatan bergerak = 27000 kg
 - Muatan kejut = 11688,28 kg
 - Tekanan tumbuk = 1103,28 kg
 - Tekanan angin (A) = 4498,4 kg
 - Gaya traksi = 6500 kg
- $P_v = 46599,98 \text{ kg}$
- $P_h = 6500 \text{ kg}$
- Dipakai profil penyambung L 100.100.14
Diameter paku (d) = 26 mm
 - Jarak antara sumbu baut (c)
 $3d < c < 6d$
 $78 < c < 156 \rightarrow \text{Diambil } c = 130 \text{ mm}$

- Jarak antara sumbu baut dengan tepi penyambung (a)
 $1,5d < c < 3d$
 $39 < c < 78 \rightarrow$ Diambil $c = 50$ mm

- Gaya yang dipikul baut

$$M = P(e + \frac{1}{2}t) = 46599,98 (5,5 + \frac{1}{2} \cdot 16) = 629099,73 \text{ kgcm}$$

$$Rlv = \frac{M \cdot x}{\sum x^2 + \sum y^2}$$

$$Rlh = \frac{M \cdot y}{\sum x^2 + \sum y^2}$$

$$Pv = \frac{Pv}{n}; \quad Ph = \frac{Ph}{n}$$

Tabel.5.10. Gaya-gaya yang bekerja pada paku

PK	x (cm)	y (cm)	x ²	y ²	Rlv (kg)	Rlh (kg)	Pv (kg)	Ph (kg)
1	0	31.5	0	992.25	0	7196,892	7766,663	1083.333
2	0	18.5	0	342.25	0	4226,746	7766,663	1083.333
3	0	6.5	0	42.25	0	1485,073	7766,663	1083.333
4	0	6.5	0	42.25	0	1485,073	7766,663	1083.333
5	0	18.5	0	342.25	0	4226,746	7766,663	1083.333
6	0	31.5	0	992.25	0	7196,892	7766,663	1083.333
			0	2753.5				

Gaya-gaya yang bekerja pada paku (Ki)

$$Ki = \sqrt{(Rlv + Pv)^2 + (Rlh + Ph)^2}$$

Tabel.5.11. Gaya Baut Sambungan Gelagar Melintang Dengan Rangka Induk

Pk	Rlv (kg)	Rlh (kg)	Pv (kg)	Ph (kg)	Ki (kg)
1	0	7196,892	7766,663	1083.333	11352,673
2	0	4226,746	7766,663	1083.333	9408,4
3	0	1485,073	7766,663	1083.333	8180,328
4	0	1485,073	7766,663	1083.333	8180,328
5	0	4226,746	7766,663	1083.333	9408,4
6	0	7196,892	7766,663	1083.333	11352,673

Diambil harga $K_i = 11352,673 \text{ kg}$

- Tegangan lentur

$$\bar{\sigma} = 1,6 \cdot 2400 = 3840 \text{ kg/cm}^2$$

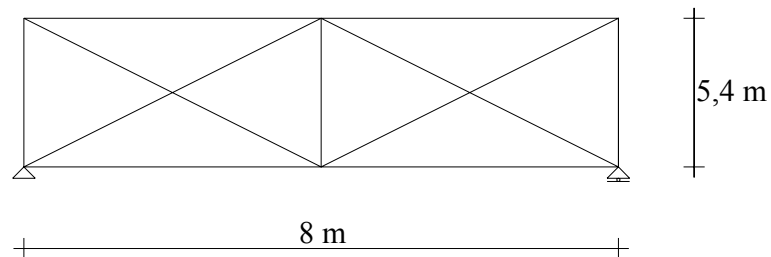
$$\sigma = \frac{K}{d.t} = \frac{11352,673}{2,6 \cdot 1,8} = 2425,785 < \bar{\sigma} \text{ (3840 kg/cm}^2\text{)}$$

- Tegangan geser

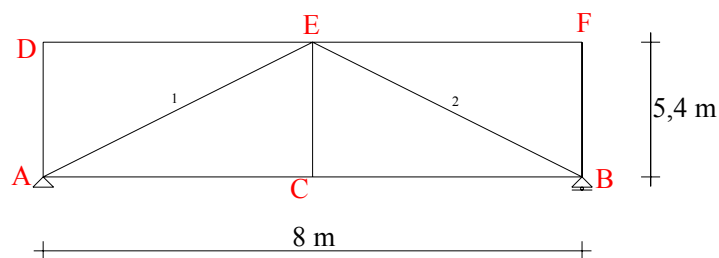
$$\bar{\sigma} = 0,8 \cdot 2400 = 1920 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{K}{2 \cdot \frac{1}{4} \pi d^2} = \frac{11352,673}{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,6^2} = 1069,133 < \bar{\sigma} \text{ (1920 kg/cm}^2\text{)}$$

5.1.8.5 Sambungan Ikatan Angin Atas

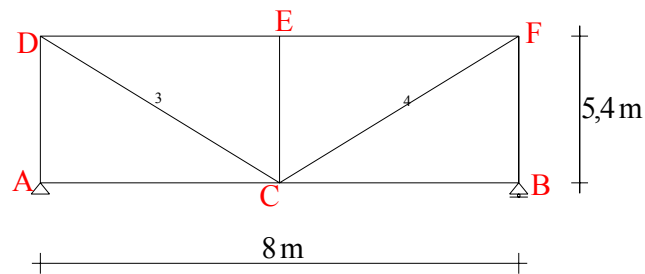


Gambar 5.28. Ikatan Angin Atas



Konstruksi I

Gambar 5.29. Ikatan Angin Atas Konstruksi I



Konstruksi II

Gambar 5.30. Ikatan Angin Atas Konstruksi II

Sambungan irisan 1 menggunakan Plat $\delta=10$ mm dan baut diameter (d) 23 mm.

$$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{23} = 0,435 > 0,314 \rightarrow \text{pengaruh geser}$$

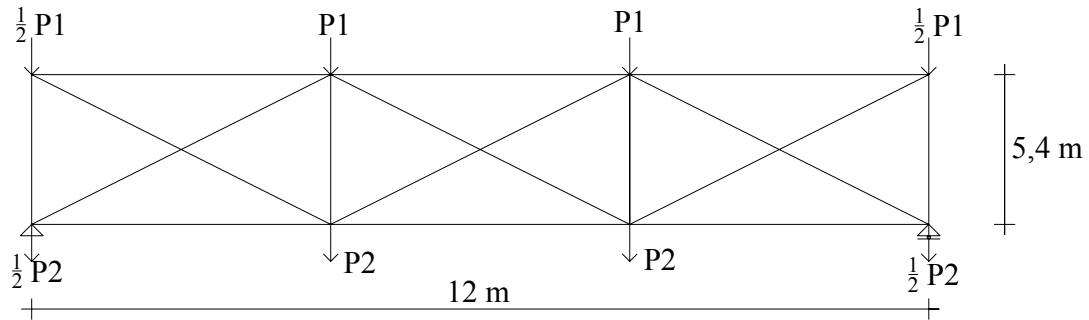
$$F_{\text{geser}} = \frac{P}{0,8 \cdot \sigma \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$$

$$\text{Jumlah baut (n)} = \frac{F_{\text{geser}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$$

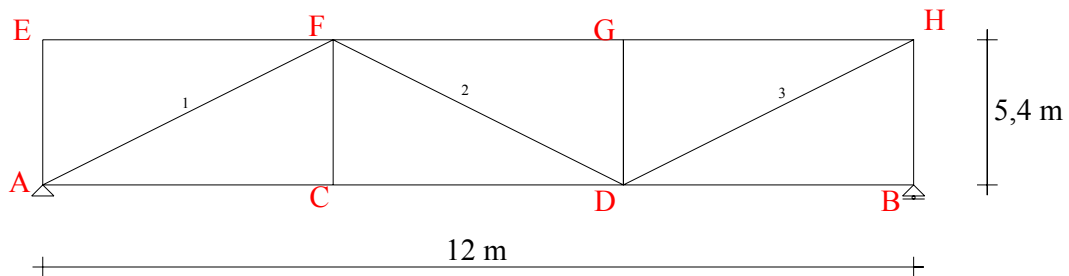
Tabel.5.12. Jumlah Baut Pada Ikatan Angin Atas

Batang	P	Fges	Jumlah	Digunakan
Text	Kg	Kg	Baut	(baut)
1	-106,65	0,013	0,003	2
2	-106,65	0,013	0,003	2
3	106,649	0,013	0,003	2
4	106,649	0,013	0,003	2

5.1.8.6 Sambungan Ikatan Angin Primer Bawah

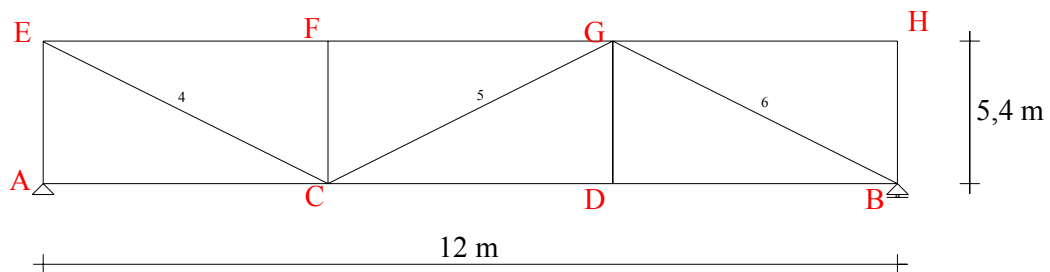


Gambar 5.31. Ikatan Angin Primer Bawah



Konstruksi I

Gambar 5.32. Ikatan Angin Primer Bawah Konstruksi I



Konstruksi II

Gambar 5.33. Ikatan Angin Primer Bawah Konstruksi II

Sambungan irisan 1 menggunakan Plat $\delta=10$ mm dan baut diameter (d) 23 mm.

$$\frac{\delta}{d} = \frac{10}{23} = 0,435 > 0,314 \rightarrow \text{pengaruh geser}$$

$$F_{\text{geser}} = \frac{P}{0,8 \cdot \sigma \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$$

$$\text{Jumlah baut (n)} = \frac{F_{\text{geser}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}$$

Tabel.5.13. Jumlah Baut Pada Ikatan Angin Atas

Batang	P Kg	Fges Kg	Jumlah Baut	Digunakan (baut)
1	-213,298	0,027	0,006	2
2	$-4,9055 \cdot 10^{-4}$	$6,15 \cdot 10^{-8}$	0,00001	2
3	213,298	0,027	0,006	2
4	213,298	0,027	0,006	2
5	$4,9055 \cdot 10^{-4}$	$6,15 \cdot 10^{-8}$	0,00001	2
6	-213,298	0,027	0,006	2

5.1.9 Perhitungan Bearing

Untuk perletakan jembatan direncanakan digunakan bearing merek CPU buatan Indonesia. CPU *Elastomeric Bearings* memiliki karakteristik sebagai berikut :

a. Spesifikasi :

- Merupakan bantalan atau perletakan elastomer yang dapat menahan beban berat, baik yang vertikal maupun horizontal.
- 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 lisan elastomer supaya tidak mudah berkarat.
- Bantalan atau perletakan elastomer juga disebut bantalan *Neoprene* yang dibuat dari karet sintetis.

b. Pemasangan :

- Bantalan atau perletakan elastomer dipasang antara tumpuan kepala jembatan dengan gelagar jembatan.
- Untuk melekatkan bantalan atau elastomer dengan beton dan/atau baja dapat digunakan lem epoxy rubber.

c. Ukuran :

- Selain ukuran-ukuran standar yang sudah ada, juga dapat dipesan ukuran sesuai permintaan.

Gaya vertikal ditahan oleh elastomeric bearing dan gaya horizontal ditahan oleh seismic *buffer*.

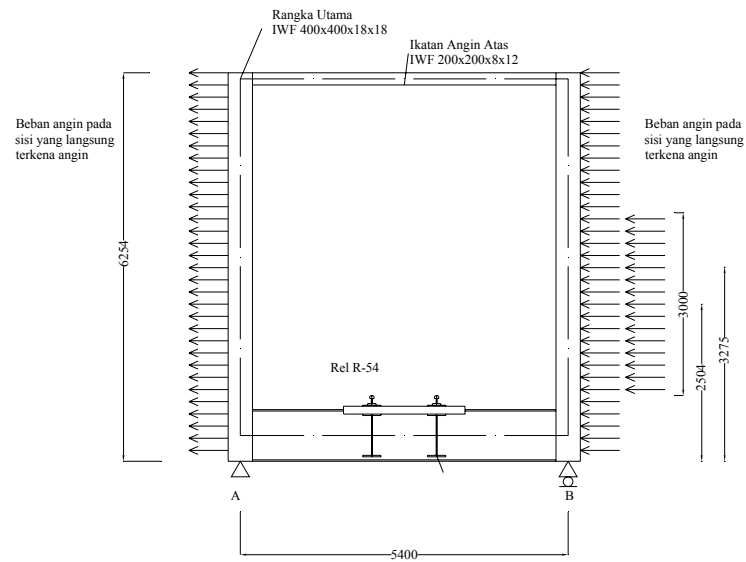
Reaksi tumpuan yang terjadi pada rangka jembatan rangka baja berdasarkan analisis, yaitu:

- Gaya vertikal pada joint 1 dan 11

Akibat beban mati = 10092,32 kg

$$\text{Akibat beban hidup} = \frac{18 \times 6}{4} = 27 \text{ ton} = 27000 \text{ kg}$$

Akibat Angin:



Gambar 5.34. Tekanan Angin Pada Rangka Induk

$$\sum M_B$$

$$R_A \cdot 5,4 - (1462,5 + 731,25) \times 3,275 - 5400 \times 2,504 = 0$$

$$R_A = \frac{20706,13}{5,4} = 3834,47 \text{ kg}$$

Gaya vertikal total = 40926,79 kg

- Gaya horisontal dihitung berdasarkan gaya traksi:

$$\text{Gaya traksi} = Ph = \frac{1}{2} (18 \times 12 \times 25 \%) = 27 \text{ Ton} = 27000 \text{ kg}$$

Tabel .5.14. Ukuran-Ukuran Elastomer Yang Digunakan Berdasarkan Freyssinet

Total thickness (in)	Pan dimensions (in) a↓ b→	12	18	24	30	36
$d_a \text{ max} = \pm 0,85 \text{ in}$	12	144 8.5 0.077	216 12.75 0.057	288 17.00 0.050	360 21.26 0.047	432 25.51 0.044
	14	168 9.92 0.056	252 14.48 0.046	336 19.84 0.039	420 24.80 0.037	504 29.76 0.034
	16	192 11.34 0.056	288 17.00 0.041	384 22.67 0.032	480 28.34 0.028	576 34.01 0.028
	18	216 12.75 0.047	324 19.13 0.034	432 25.51 0.026	540 31.89 0.024	648 38.26 0.022

Dengan melihat tabel diatas, didapatkan:

- Ukuran = $16 \times 18 \text{ in}^2$ ($40,64 \times 45,72 \text{ cm}^2$)
- Beban vertikal maksimum = 288 kips = $288 \times 4,448 = 1281,024$
Ton
- Rasio geser = 17 kips/in
- Perpendekan elastis = 0,041 in

Jumlah elastomer yang dibutuhkan adalah :

$$n = \frac{V_{tot}}{V_{maks}} = \frac{40,927}{1281,024} = 0,032 \sim 1 \text{ buah}$$

- **Cek gelincir**

Untuk konstruksi rangka menggunakan rumus :

$$\frac{Hr_{maks}}{V_{tot}} < 0,2$$

Hr_{maks} = gaya horizontal

V_{tot} = gaya vertikal

$$\frac{Hr_{maks}}{V_{tot}} = \frac{27}{40,927} = 0,66 < 0,2 \text{AMAN}$$

- Check dimensi

$$S = \frac{a \times b}{2(a+b) \times te}$$

dimana :

$$a = 16 \text{ in}, \quad b = 18 \text{ in}$$

$$S = 4 \text{ (syarat } S \geq 4 \text{)}$$

$$4 = \frac{16 \times 18}{2(16+18) \times te}$$

$$te = 1,058 \text{ in}$$

$$1 \text{ lapisan} = 0,85 \text{ in}$$

$$\text{Tebal total diambil 4 lapis} = 3,4 \text{ in (8,636 cm)}$$

$$1 \text{ in} = 2,54 \text{ cm}$$

- Syarat

$$a \geq 4 \sum te$$

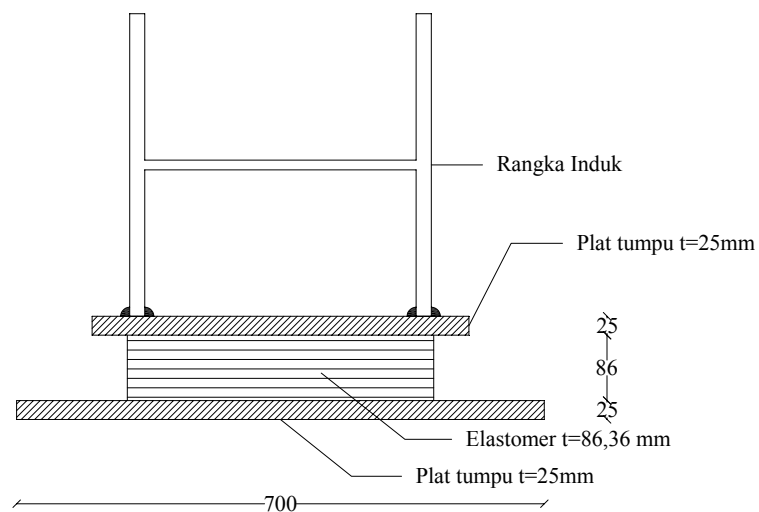
$$b \geq 4 \sum te$$

$$16 \geq 4 \times 3,4$$

$$18 \geq 4 \times 3,4$$

$$16 \geq 13,6 \dots \text{AMAN}$$

$$18 \geq 13,6 \dots \text{AMAN}$$



Gambar.5.35. *Elastomeric bearing*

5.1.10 Perhitungan Angkur

Angkur berfungsi menahan gesekan kesamping

Digunakan angkur mutu Fe 510

$$\begin{aligned} \text{Gaya Gesek} &= 0,08 \times V \\ &= 0,08 \times 40926,79 \text{ kg} \\ &= 3274,14 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang angkur (A)} &= \frac{\text{Gaya gesek}}{0,58 \times \sigma} \\ &= \frac{3274,14}{0,58 \times 2400} \\ &= 2,3521 \text{ cm}^2 = 235,21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai angkur diameter 12 mm

$$\begin{aligned} a &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 \\ &= 113,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah angkur} = \frac{A}{a} = \frac{235,21}{113,1} = 2,08 \sim 4 \text{ buah}$$

Dipakai angkur 4D12 mm

Panjang angkur

$$F_t = \frac{P_{geser}}{0,58 \times \sigma_b'} = \frac{27000}{0,58 \times 99} = 470,21 \text{ cm}$$

$$F_t \times n = 4 \times \text{keliling} \times L$$

$$470,21 \times 2 = 4 \times 2 \times \pi \times d \times L$$

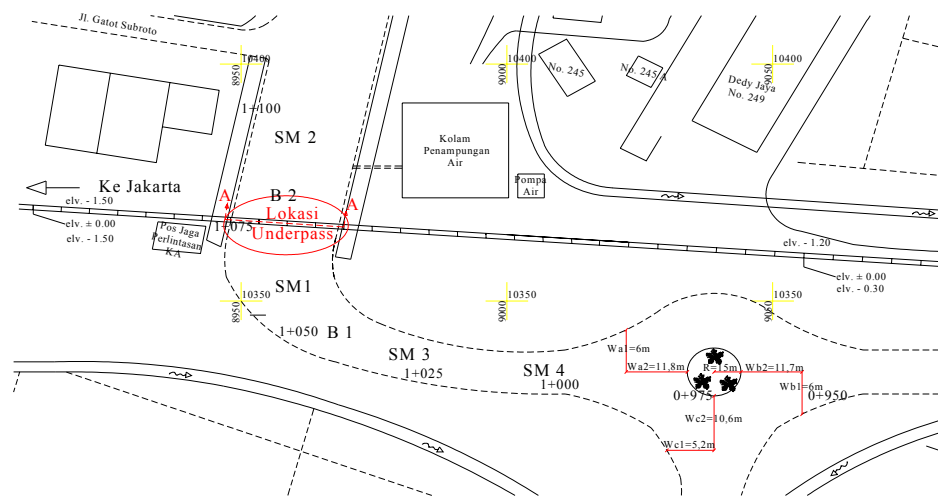
$$940,42 = 4 \times 2 \times \pi \times 1,2 \times L$$

$$L = 31,18 \text{ cm} \sim \text{diambil } L = 40 \text{ cm}$$

5.2. Desain Bangunan Bawah

5.2.1. Analisa Tanah

Penyelidikan tanah untuk pekerjaan perencanaan ini dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah FT. Sipil Undip Semarang yang dilaksanakan pada bulan Juli 2005 s/d bulan Agustus 2005, yang diperoleh penulis dari Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA) Kota Tegal. Penyelidikan tanah ini dimaksudkan untuk memperoleh gambaran dan atau informasi secara menyeluruh mengenai daya dukung tanah dan nilai kekuatan tanah.



Gambar 5.36. Lokasi Boring dan Lokasi Sondir

• Tes Sondir

Dari tes sondir yang dilakukan pada Jl.Kapt.Sudibyo dan Jl.K.S.Tubun diperoleh data sebagai berikut :

Tabel 5.15. Tabel Sondir

No	Kode Titik (SM)	Kedalaman (m)	Tahanan Conus (qc) (kg/cm ²)	Total Friction (kg/cm)
1	SM – 1	33,8	112	2546,67
2	SM – 2	33,4	94	2536
3	SM – 3	33	120	3192
4	SM – 4	12	580	784,33

Sumber : Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA), Kota Tegal.

Keterangan jenis tanah:

$5 \leq q_c \leq 10$ lunak

$10 \leq q_c \leq 30$ medium stiff

$30 \leq q_c \leq 70$ stiff

$70 \leq q_c \leq 120$ very stiff

$q_c > 120$ hard

Dari hasil tersebut maka dimungkinkan untuk dipakai pondasi jenis *bore pile* agar tidak merusak bangunan-bangunan penting yang berada di sekitar lokasi proyek. Hal tersebut dimungkinkan karena proses pengeboran pada pondasi bore pile tidak menimbulkan getaran yang kuat seperti pada proses pemancangan pada pondasi tiang pancang.

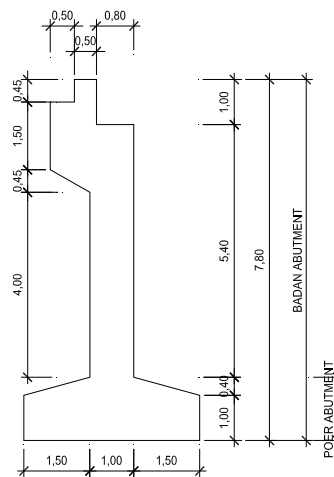
• Tes Boring (Boring Log)

Tabel 5.16. Tabel Hasil Boring Log

Titik Boring	Kedalaman (m)	Jenis Lapisan Tanah	SPT (lb/ft)
B - 1	0.00 s/d -2.00	Pasir kelepungan Warna coklat, setengah padat, mengandung sedikit kerikil	0
	-2.00 s/d -8.00	Lempung Warna coklat, sangat kaku, mengandung sedikit kerikil	22-23
	-8.00 s/d -13.50	Pasir kelepungan Warna coklat, setengah padat, mengandung sedikit kerikil	15-18
	-13.50 s/d -19.00	Pasir Warna coklat, setengah padat sampai padat, mengandung sedikit kerikil	20-37
	-19.00 s/d -35.00	Lempung kepasiran Warna coklat, sangat kaku, mengandung sedikit kerikil	24-40

Titik Boring	Kedalaman (m)	Jenis Lapisan Tanah	SPT (lb/ft)
B - 2	0.00 s/d -2.00	Pasir kelepungan Warna coklat, setengah padat, mengandung sedikit kerikil	0
	-2.00 s/d -7.00	Lempung kepasiran Warna coklat, kaku sampai sangat kaku, mengandung sedikit kerikil	19-21
	-7.00 s/d -8.00	Pasir Warna hitam, setengah padat	13-19
	-8.00 s/d -16.00	Pasir kelepungan Warna coklat, setengah padat, mengandung sedikit kerikil	13-18
	-16.00 s/d -19.50	Pasir Warna coklat, setengah padat, mengandung sedikit kerikil	18-27
	-19.50 s/d -35.00	Lempung kepasiran Warna coklat, sangat kaku, mengandung sedikit kerikil	25-39

Sumber : Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA), Kota Tegal.



Gambar 5.37. Desain Penampang Abutment

5.2.2. Perhitungan Pembebanan

- **Beban mati akibat bangunan atas**

Gaya vertikal pada joint A dan B

$$\text{Akibat beban mati (v maks)} = 10092,32 \text{ kg} = 10,09 \text{ t}$$

V total yang bekerja pada abutment

$$V_{\text{total}} = 10,09 \times 2 = 20,18 \text{ t}$$

Momen yang terjadi akibat beban mati bangunan terhadap titik A

$$M_{\text{mA}} = 20,18 \times 2 = 40,36 \text{ tm.}$$

- **Beban hidup akibat bangunan atas yang bekerja**

Gaya vertikal pada joint A dan B

$$\text{Akibat beban hidup} = 27000 \text{ kg} = 27 \text{ t}$$

V total yang bekerja pada abutment

$$V_{\text{total}} = 27 \times 2 = 54 \text{ t}$$

Momen yang terjadi akibat beban mati bangunan terhadap titik A

$$M_{\text{beban hidup}} = 54 \times 2 = 108 \text{ tm.}$$

- **Momen Akibat Berat Sendiri Abutment**

Tabel 5.17. Perhitungan Momen Akibat Berat Sendiri Abutment

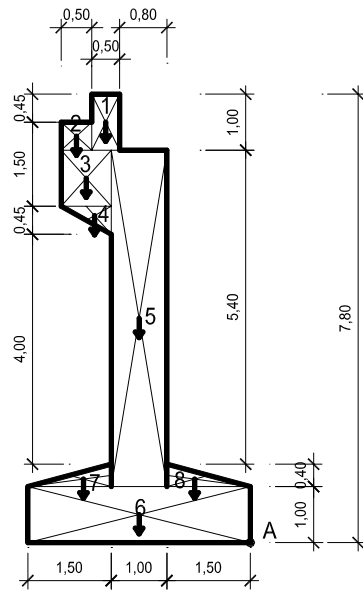
Berat sendiri abutment

No	Perhitungan Volume (m ³)	x (m)	M.x (tm)	y (m)	M.y (tm)
1	1,0 x 0,5 x 6 x 2,4 = 7,2	2,55	18,36	7,3	52,56
2	0,5 x 0,55 x 6 x 2,4 = 3,96	3,05	12,078	7,075	28,017
3	0,95 x 0,8 x 6 x 2,4 = 10,944	2,9	31,738	6,325	69,221
4	½ x 0,45 x 0,8 x 6 x 2,4 = 2,592	2,77	7,179	5,7	14,774
5	5,8 x 1,0 x 6 x 2,4 = 83,52	2	167,04	3,9	325,728
6	4 x 1 x 6 x 2,4 = 57,6	2	115,2	0,5	28,8
7	½ x 0,4 x 1,5 x 6 x 2,4 = 4,32	3	12,96	1,13	4,882
8	½ x 0,4 x 1,5 x 6 x 2,4 = 4,32	1	4,32	1,13	4,882
	174,456		368,875		528,862

Titik berat penampang dari A :

$$x_A = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{368,875}{174,456} = 2,114 \text{ m}$$

$$y_A = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{528,862}{174,456} = 3,031 \text{ m}$$



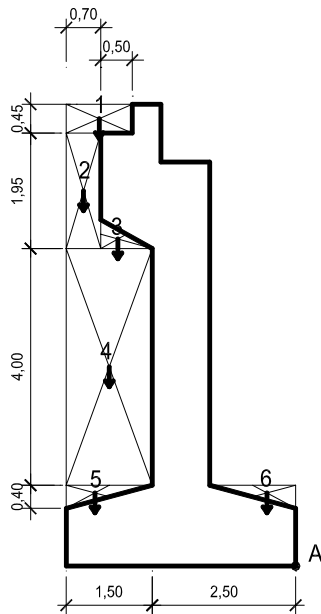
Gambar 5.38. Pembebanan Akibat Berat Sendiri Abutment

• Momen Akibat Berat Tanah

Tabel 5.18. Perhitungan Momen Akibat Berat Tanah

Berat akibat tanah

No	Perhitungan Volume (m ³)	x (m)	M.x (tm)	y (m)	M.y (tm)
1	0,45 x 1,2 x 6 x 1,8 = 5,832	2,9	16,913	7,575	44,177
2	1,95 x 0,7 x 6 x 1,8 = 14,742	3,65	53,808	6,375	93,980
3	½ x 0,45 x 0,8 x 6 x 1,8 = 1,944	3,03	5,89	5,55	10,789
4	4 x 1,5 x 6 x 1,8 = 64,8	3,25	210,6	3,4	220,32
5	1/2 x 0,4x 1,5 x 6 x 1,8 = 3,24	3,5	11,34	1,13	3,661
6	1/2 x 0,4x 1,5 x 6 x 1,8 = 3,24	0,5	1,62	1,13	3,661
	93,798		300,171		376,588



Titik berat penampang dari A :

$$x_b = \frac{\sum Mx}{\sum V} = \frac{300,171}{93,798} = 3,2 \text{ m}$$

$$y_b = \frac{\sum My}{\sum V} = \frac{376,588}{93,798} = 4,014 \text{ m}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{34}{2} \right) = 0,2827$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{34}{2} \right) = 1,1752$$

Gambar 5.39. Pembebanan Akibat Berat Tanah Timbunan

- **Tegangan tanah yang terjadi :**

Muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi $h = 0,6 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} q_t &= \gamma_1 \times h \\ &= 1,8 \times 0,6 \\ &= 1,08 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{a1} = q_t \cdot K_a = 1,08 \times 0,2827 = 0,305 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{a2} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_a = 1,8 \times 7,8 \times 0,2827 = 3,969 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_p = \gamma_1 \cdot h_2 \cdot K_a = 1,8 \times 1,4 \times 0,2827 = 0,712 \text{ t/m}^2$$

- **Tekanan tanah yang terjadi :**

$$P_{a1} = \sigma_{a1} \cdot h_1 = 0,305 \times 7,8 = 2,379 \text{ ton}$$

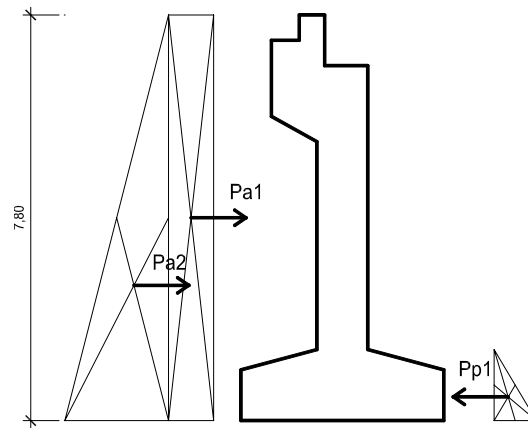
$$P_{a2} = \frac{1}{2} \sigma_{a2} \cdot h_1 = \frac{1}{2} \times 3,969 \times 7,8 = 15,479 \text{ ton}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \sigma_p \cdot h_2 = \frac{1}{2} \times 0,712 \times 1,4 = 0,498 \text{ ton}$$

Tabel 5.19. Momen Akibat Tekanan Tanah

	w (ton)	Y (m)	M (tm)
Pa ₁	2,379	3,9	9,278
Pa ₂	15,479	2,6	40,245
Pp	0,498	0,467	0,233
	18,356		49,756

$$y = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{49,756}{18,356} = 2,711 \text{ m}$$

**Gambar 5.40.** Tekanan Tanah Yang Terjadi

- **Gaya akibat gempa**

$$T = c \cdot w$$

Dimana : T = gaya gempa horizontal

C = koefesien gempa (0,14)

W = beban

Tabel 5.20. Momen Akibat Gaya Gempa

	w (ton)	c	T	Y (m)	M (tm)
Bangunan atas	20,18	0,14	2,825	6,8	19,21
Abutment	174,456	0,14	24,423	3,1	75,711
Berat sendiri tanah	93,798	0,14	13,131	4,2	55,150
	288,434		40,379		150,071

5.2.3. Gaya horizontal yang bekerja pada abutment

a. Gaya akibat traksi dan rem

$$P_{\text{traksi}} = 6,75 \text{ ton}$$

$$P_{\text{rem}} = 4,80 \text{ ton}$$

Karena gaya traksi dan rem tidak akan bekerja bersama –sama maka gaya yang digunakan selanjutnya adalah gaya traksi.

$$P \text{ yang bekerja pada abutment} = 6,75 \times 2 = 13,5 \text{ ton}$$

Gaya rem dan traksi bekerja pada permukaan rel. .

Momen akibat traksi terhadap titik A:

$$M_{\text{tr}} = 13,5 \times 6,73 = 90,855 \text{ ton}$$

b. Gaya gesek akibat tumpuan–tumpuan bergerak

$$f_{\text{ges}} = P_m \times C$$

dimana:

$$f_{\text{ges}} = \text{gaya gesek tumpuan bergerak (rol)}$$

$$P_m = \text{beban mati konstruksi atas (T)} = 20,18 \text{ t}$$

$$C = \text{koefisien tumpuan gesekan karet dengan baja} = 0,15$$

$$F_{\text{ges}} = 20,18 \times 0,15 = 3,028 \text{ t}$$

Lengan gaya terhadap titik A :

$$Y_{\text{ges}} = \frac{1}{2} \text{ t. Elastomer} + \text{t. bantalan} + \text{t. dudukan elastomer}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 40,64 \right) + 2,5 + 680$$

$$= 702,82 \text{ cm}$$

$$= 7,0282 \text{ m}$$

Momen terhadap titik G :

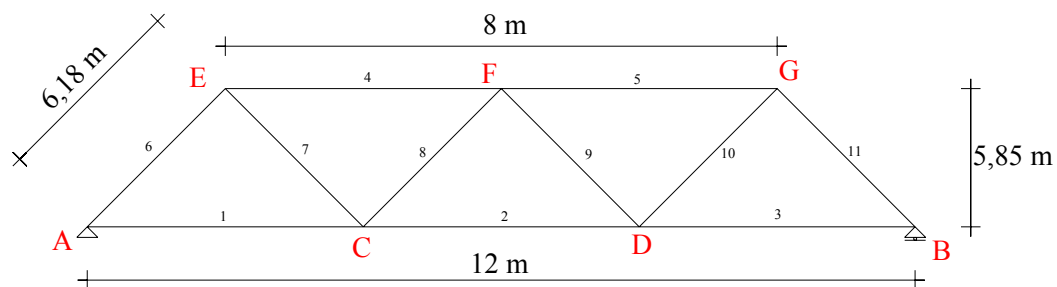
$$M_{\text{ges}} = F_{\text{ges}} \times Y_{\text{ges}}$$

$$= 3,028 \times 7,0282$$

$$= 21,281 \text{ tm.}$$

c. Beban angin

- Beban angin pada jembatan rel terdiri dari gaya angin tekan sebesar 100 kg/m^2 dan gaya angin hisap sebesar 50 kg/m^2 .
- Bidang vertikal beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertikal yang mempunyai tinggi menerus sebesar 3 meter diatas lantai kendaraan.
- Data teknis perencanaan pertambahan angin :
 - Angin tekan (w_1) = 100 kg/m^2
 - Angin hisap (w_2) = 50 kg/m^2
 - Panjang sisi bawah jembatan = 12 m
 - Panjang sisi atas jembatan = 8 m
 - Tinggi jembatan = $5,85 \text{ m}$
 - Luas bidang rangka utama (A) = $\left(\frac{12+8}{2}\right) \times 5,85$
= $58,5 \text{ m}^2$



Gambar 5.41. Bidang Rangka Utama

- Beban angin pada sisi rangka jembatan (d_1) :

$$\begin{aligned}
 d_{1\text{tekan}} &= 50\% \times (25\% \times A) \times w \\
 &= 50\% \times (25\% \times 58,5) \times 100 \\
 &= 731,25 \text{ kg} = 0,73125 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

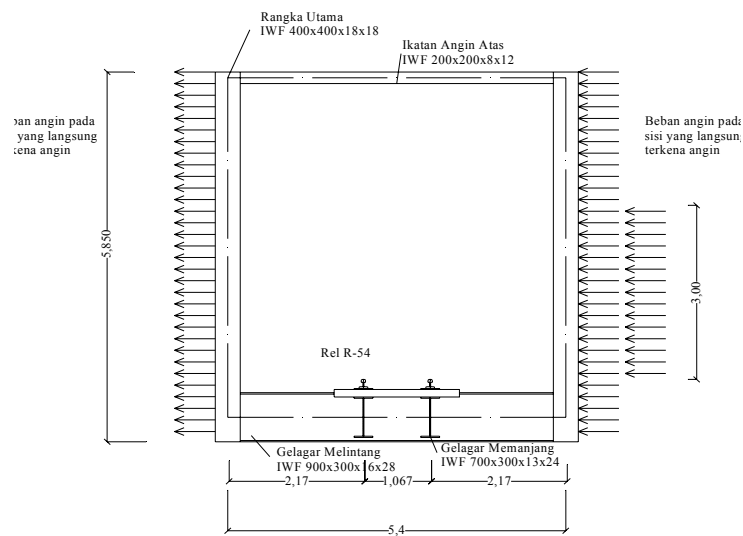
$$\begin{aligned}
 d_{2\text{hisap}} &= 50\% \times (25\% \times A) \times w \\
 &= 50\% \times (25\% \times 58,5) \times 50 \\
 &= 365,625 \text{ kg} = 0,365625 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

- Beban angin pada muatan hidup setinggi 3 m (d2) :

$$d3 = 50\% \times w \times L \times 3 \text{ m}$$

$$= 50\% \times 150 \times 12 \times 3$$

$$= 2700 \text{ kg} = 2,7 \text{ t.}$$



Gambar 5.42. Pembebanan Angin

- Beban angin pada sisi rangka jembatan

$$S1 = S2 = \frac{1}{2} \times \text{Tinggi jembatan}$$

$$= \frac{1}{2} \times 5,85 \text{ m}$$

$$= 2,925 \text{ m}$$

$$S3 = h1 + \frac{1}{2} h2$$

$$= 0,654 + \frac{1}{2} \cdot 3,00$$

$$= 2,154 \text{ m}$$

Lengan terhadap A:

$$Y1 = Y2 = 5,636 + 3,127 = 8,763 \text{ m}$$

$$Y3 = 5,636 + 2,154 = 7,79 \text{ m}$$

Momen terhadap titik A :

$$\begin{aligned} Ma &= d1 \times Y1 + d2 \times Y2 + d3 \times Y3 \\ &= 0,73125 \times 8,763 + 0,365625 \times 8,763 + 2,7 \times 7,79 \\ &= 30,645 \text{ tm} \end{aligned}$$

• **Tinjauan terhadap guling, geser dan eksentrisitas**

Dari perhitungan diatas, pembebanan dibagi dalam beban vertikal dan horisontal yang bisa dilihat dalam table berikut.

Tabel 5.21. Beban dan Momen Akibat Berbagai Pembebanan

Beban	PV (ton)	MV (tm)	PH (ton)	MH (tm)
V1	54	108	-	-
V2	20,18	40,36	-	-
V3	93,798	376,588	-	-
V4	174,456	528,862	-	-
H1	-	-	40,379	150,071
H2	-	-	18,356	49,756
	342,434	1053,81	58,735	199,827

• **Tinjauan terhadap guling :**

$$F.S = 2,5$$

$$Fq = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{1053,81}{199,827}$$

$$= 5,274 > 2,5 \dots\dots\dots (\text{aman})$$

• **Tinjauan terhadap geser :**

$$F.S = 1,5$$

$$Fqs = \frac{(\sum PV * tg\phi) + (c * B * P)}{\sum PH} = \frac{(342,434 * tg34^\circ) + (0,204 * 4 * 6)}{58,735}$$

$$= 4,106 > 1,5 \dots\dots\dots (\text{aman})$$

- **Tinjauan terhadap eksentrisitas :**

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum PV} \right) \leq 1/6 * B \\
 &= \frac{4}{2} - \left(\frac{1053,81 - 199,827}{342,434} \right) \leq 1/6 * B \\
 &= 2 - 2,494 \leq 1/6 * 4 \\
 &= -0,494 \leq 0,667 \dots \dots \dots (\text{aman})
 \end{aligned}$$

5.2.4. Perencanaan Pondasi

Pondasi yang digunakan adalah pondasi bore pile yang termasuk jenis pondasi dalam.

Pondasi bore pile yang direncanakan :

Diameter	:	60 cm	
Luas penampang	:	$\pi * r^2$	= 2827,43 cm ²
Keliling	:	$\pi * D$	= 188,495 cm
Mutu beton (f'c)	:	25 Mpa	= 250 kg/cm ²
Mutu baja (fy)	:	400 Mpa	= 4000 kg/cm ²

- **Perhitungan Daya Dukung Vertikal untuk Tiang Tunggal**

a). Berdasarkan kekuatan bahan

$$\bar{p} \text{ tiang} = \bar{\sigma} \text{ bahan} * A \text{ tiang}$$

Dimana :

$$\bar{p} \text{ tiang} = \text{kekuatan pikul tiang yang diijinkan}$$

$$\bar{\sigma} \text{ bahan} = \text{tegangan tekan ijin bahan tiang pondasi}$$

$$A \text{ tiang} = \text{luas penampang tiang pondasi}$$

Menurut Peraturan Beton Indonesia (PBI), tegangan tekan beton yang diijinkan yaitu : $\bar{\sigma} \text{ bahan} = 0,33 * f'c \rightarrow f'c = \text{kekutan tekan beton karakteristik}$

$$\bar{\sigma} \text{ bahan} = 0,33 * 250 = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{p} \text{ tiang} = 82,5 * 2827,43$$

$$= 233262,975 \text{ kg}$$

$$= 233,26 \text{ ton}$$

b). Berdasarkan kekuatan tanah dari data sondir

Perhitungan *Pall* untuk tiang pondasi dengan proses pengeboran akan direduksi sebesar 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung tanah.

$$P_{all} = \left(\frac{qc * A}{3} + \frac{tf * \theta}{5} \right) * 70\%$$

Dimana : *Pall* = daya dukung tanah ijin (ton)

qc = nilai conus (kg/cm²)

A = luas tiang pondasi (m²)

tf = total friction (kg/cm)

θ = keliling tiang pondasi (m)

$$P_{all} = \left(\frac{112 * 0,282743}{3} + \frac{25,4667 * 188,495}{5} \right) * 70\%$$

$$P_{all} = 679,437 \text{ ton}$$

c). Berdasarkan kekuatan tanah dari hasil Standart Penetration Test (SPT)

$$P_{ult} = (40 * N_b * A_b + 0,2 * \bar{N} * A_s) * 70\%$$

Dimana : *Pult* = daya dukung batas pondasi (ton)

Nb = nilai N-SPT

Ab = luas tiang pondasi (m²)

\bar{N} = nilai N-SPT rata-rata

As = luas selimut tiang pondasi (m²)

$$P_{ult} = ((40 * 27 * 0,282743) + (0,2 * 25,727 * 0,950)) * 70\%$$

$$P_{ult} = 217,175 \text{ ton}$$

- **Perhitungan Daya Dukung Vertikal untuk Tiang Kelompok**

Dari perhitungan Daya Dukung Vertikal untuk Tiang Tunggal berdasarkan kekuatan bahan, kekuatan tanah dari hasil sondir dan SPT, maka ditentukan kedalaman pengeboran hingga -33,80 m.

Tabel 5.22. Daya Dukung Vertikal

\backslash Ø tiang pondasi	60 cm
Daya dukung	
Kekuatan bahan	233,26 ton
Tes sondir	679,437 ton
Tes SPT	217,175 ton

a. Menghitung efisiensi kelompok tiang

$$E = 1 - \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1) * m + (m-1) * n}{m * n} \right)$$

Dimana : m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

$$\theta = \text{Arc tg } d/s = \text{arc tg } \frac{0,60}{1,50} = 21,8^\circ$$

d = diameter tiang pondasi = 60 cm

s = jarak antar tiang pondasi

Menentukan jumlah tiang pondasi (tipe 1) :

Perkiraan awal jumlah pondasi yang akan dipasang adalah

$$n = \frac{P_v}{P_{all}}$$

Dimana : n = jumlah tiang pondasi

P_v = beban vertikal

P_{all} = daya dukung tanah (diambil minimum)

$$n = \frac{342,434}{217,175} = 1,576 \approx \text{dipasang 4 buah}$$

Jumlah tiang = 2 x 2 = 4 buah

Jarak antar tiang pondasi = 2,5 d ≤ s ≤ 3 d

= 150 ≤ s ≤ 180 → diambil s = 180 cm

Dimensi abutment = 4 x 6 x 1,4

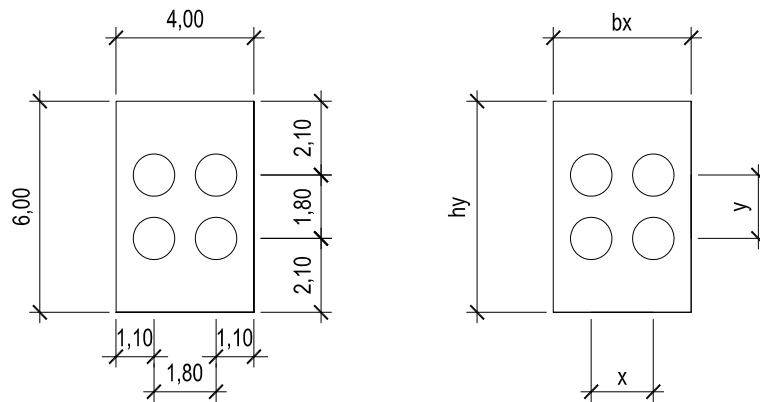
$$E = 1 - \frac{21,8}{90} * \left(\frac{((2-1)*2) + ((2-1)*2)}{2*2} \right) = 0,7578$$

Sehingga daya dukung efektif dalam kelompok tiang :

$$P_{\text{efektif}} = E * P_{\text{all}}$$

$$P_{\text{efektif}} = 0,7578 * 217,175 = 164,57 \text{ ton}$$

Rencana pemasangan pondasi 2 baris 2 lajur



.Gambar 5.43. Rencana Pemasangan Pondasi

b. Perhitungan beban maksimum untuk kelompok tiang

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P_v}{n} \pm \frac{M_y * X_{\text{max}}}{n_y * \sum x^2} \pm \frac{M_x * Y_{\text{max}}}{n_x * \sum y^2}$$

Dimana :

P_{max} = beban maksimum yang diterima 1 tiang pondasi (tunggal)

$\sum P_v$ = jumlah beban vertikal = 342,434 ton

n = banyaknya tiang pondasi bore pile = 4 buah

M_x = momen arah X = 1053,81 tm

M_y = momen arah Y = 199,827 tm

X_{max} = jarak terjauh tiang arah x terhadap titik berat kelompok tiang
= 2,00 m

Y_{max} = jarak terjauh tiang arah y terhadap titik berat kelompok tiang
= 3,00 m

n_x = banyaknya pondasi bore pile arah x dalam satu baris = 2 buah

n_y = banyaknya pondasi bore pile arah y dalam satu baris = 2 buah

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat ordinat pondasi bore pile

$$= 2 * X^2 = (2*2^2) = 8 \text{ m}$$

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat absis pondasi bore pile

$$= 3 * Y^2 = (3*3^2) = 27 \text{ m}$$

$$P_{max} = \left(\left(\frac{342,434}{4} \right) + \left(\frac{199,827 * 2,00}{2 * 8} \right) + \left(\frac{1053,81 * 3,00}{2 * 27} \right) \right) = 169,131 \text{ ton}$$

$P_{max} \leq P_{efektif} \rightarrow 169,131 \text{ ton} > 164,57 \text{ ton} \dots \dots \dots$ tidak aman!!!

Menentukan jumlah tiang pondasi (tipe 2) :

Karena perkiraan awal jumlah pondasi yang akan dipasang sejumlah 4 buah tidak aman, maka :

$$n = \frac{P_v}{P_{all}}$$

Dimana : n = jumlah tiang pondasi

P_v = beban vertikal

P_{all} = daya dukung tanah (diambil minimum)

$$n = \frac{342,434}{217,175} = 1,576 \approx \text{dipasang 6 buah}$$

Jumlah tiang = 2 x 3 = 6 buah

Jarak antar tiang pondasi = 2,5 d \leq s \leq 3 d

$$= 150 \leq s \leq 180 \rightarrow \text{diambil } s = 180 \text{ cm}$$

Dimensi abutment = 4 x 6 x 1,4

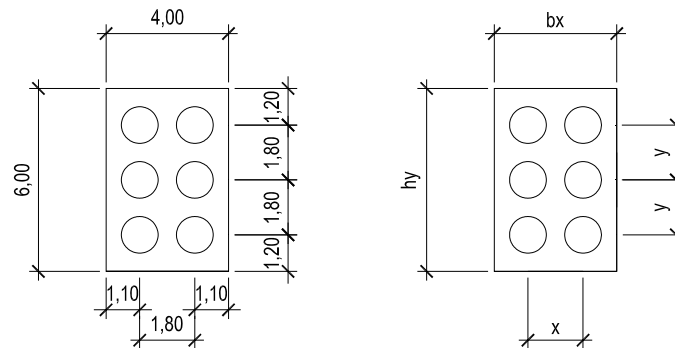
$$E = 1 - \frac{21,8}{90} * \left(\frac{((2-1)*3) + ((3-1)*2)}{3*2} \right) = 0,7174$$

Sehingga daya dukung efektif dalam kelompok tiang :

$$P_{efektif} = E * P_{all}$$

$$P_{efektif} = 0,7174 * 217,175 = 155,80 \text{ ton}$$

Rencana pemasangan pondasi 3 baris 2 lajur



Gambar 5.44. Rencana Pemasangan Pondasi

Perhitungan beban maksimum untuk kelompok tiang (tipe 2)

$$P_{\max} = \frac{\sum P_v}{n} \pm \frac{M_y * X_{\max}}{n_y * \sum x^2} \pm \frac{M_x * Y_{\max}}{n_x * \sum y^2}$$

Dimana :

P_{\max} = beban maksimum yang diterima 1 tiang pondasi (tunggal)

$\sum P_v$ = jumlah beban vertikal = 342,434 ton

n = banyaknya tiang pondasi bore pile = 6 buah

M_x = momen arah X = 1053,81 tm

M_y = momen arah Y = 199,827 tm

X_{\max} = jarak terjauh tiang arah x terhadap titik berat kelompok tiang
= 2,00 m

Y_{\max} = jarak terjauh tiang arah y terhadap titik berat kelompok tiang
= 3,00 m

n_x = banyaknya pondasi bore pile arah x dalam satu baris = 2 buah

n_y = banyaknya pondasi bore pile arah y dalam satu baris = 3 buah

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat ordinat pondasi bore pile
= $2 * X^2 = (2 * 2^2) = 8$ m

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat absis pondasi bore pile
= $3 * Y^2 = (3 * 3^2) = 27$ m

$$P_{\max} = \left(\left(\frac{342,434}{6} \right) + \left(\frac{199,827 * 2,00}{3 * 8} \right) + \left(\frac{1053,81 * 3,00}{2 * 27} \right) \right) = 132,269 \text{ ton}$$

$P_{\max} \leq P_{\text{efektif}} \rightarrow 132,269 \text{ ton} \leq 155,80 \text{ ton} \dots \dots \dots \underline{\text{aman!!!}}$

c. Penulangan pondasi bore pile

Direncanakan :

M max	= 528,862 tm	= 52886200 kg.cm
Diameter pondasi	= 60 cm	
Diameter tulangan pokok	= 25 mm	
Diameter tulangan sengkang	= 10 mm	
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa	= 4000 kg/cm ²
Mutu beton (f'_c)	= 25 Mpa	= 250 kg/cm ²
Selimut beton	= 5 cm	
Gaya tekan aksial (P_u)	= 132,269 ton	= 132269 kg

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{52886200}{0,8} = 66107750 \text{ kgcm}$$

$$R = 0,85 * f'_c = 0,85 * 250 = 212,5 \text{ kg / cm}^2$$

$$(d_{ef}) = h - p - \left(\frac{1}{2} * \phi_{\text{tul.utama}} \right)$$

$$= 600 - 50 - \left(\frac{1}{2} * 25 \right)$$

$$= 537,5 \text{ mm} = 53,75 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_n}{b * d^2 * R} = \frac{66107750}{60 * (53,75^2) * 212,5} = 1,79$$

$$F = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 1,79} = 0,606$$

$$F_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{R}{f_y} \right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 25}{400} \right) = 0,02$$

$$A_s = F * b * d * \left(\frac{R}{f_y} \right)$$

$$= 0,606 * 60 * 53,75 * \frac{212,5}{4000} = 103,82 \text{ cm}^2$$

Berdasarkan tabel penulangan (tabel cur 4), maka tulangan yang digunakan adalah tulangan 40 Ø 25 (A_s terpasang = 196,35 cm²).

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar tulangan} &= (\pi * \text{diameter pondasi}) / \text{jumlah tulangan} \\
 &= (\pi * 60 \text{ cm}) / 40 \\
 &= 4,71 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

• **Kontrol penulangan :**

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 25}{400} \right) = 0,02$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{yg terjadi}} &= A_s \text{ terpasang} / (b * d) \\
 &= 103,82 / (60 * 53,75) \\
 &= 0,0321
 \end{aligned}$$

$$\rho > \rho_{\max} \approx \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ terpasang} &= \rho_{\max} * b * d * \\
 &= 0,02 * 60 * 53,75 \\
 &= 64,50 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel penulangan (tabel cur 4), maka tulangan yang digunakan adalah tulangan 16 Ø 25 ($A_s \text{ terpasang} = 78,54 \text{ cm}^2$).

• **Perhitungan tulangan geser**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= \frac{1}{4} \pi * d^2 * L * \gamma_{\text{beton}} \\
 &= \frac{1}{4} \pi * 0,6^2 * 26,5 * 2,4 \\
 &= 17,982 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,5 * \text{berat.tiang} \\
 &= 0,5 * 17,982 \\
 &= 8,991 \text{ ton} = 8991 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_n * \theta \\
 &= 8991 * 0,6 \\
 &= 5394,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 * \sqrt{f'c} * b * d \\
 &= 0,17 * \sqrt{25} * 600 * 537,5 \\
 &= 274125 \text{ N} = 27412,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\phi * V_c * \frac{1}{2} = 0,6 * 27412,5 * \frac{1}{2} = 8223,75 \text{ kg}$$

• **Perhitungan tulangan spiral**

Rasio penulangan spiral :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g - 1}{A_c} \right) \left(\frac{f'c}{f_y} \right) = 0,45 \left(\frac{1/4 * \pi * 60^2 - 1}{1/4 * \pi * 60^2} \right) \left(\frac{250}{4000} \right) = 0,028$$

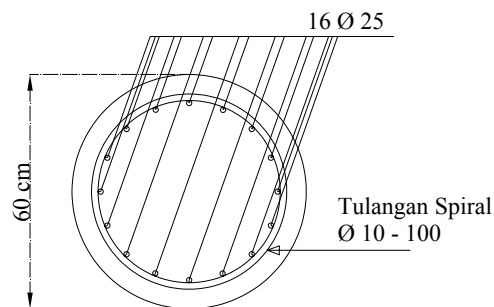
$$A_s = 2 * \rho_s * A_c = 2 * 0,028 * \left(\frac{1}{4} * \pi * 60^2 \right) = 158,336 \text{ cm}^2$$

$$S = 2 * \pi * \phi * \frac{A_{sp}}{A_s} = 2 * \pi * 60 * \frac{1/4 * \pi * 1^2}{158,336} = 1,8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai tulangan $\phi 10 - 100$.

Karena $V_u < \phi * V_c * \frac{1}{2}$, maka tidak diperlukan tulangan geser, tetapi digunakan

tulangan spiral $\phi 10 - 100$ ($A_s = 7,854 \text{ cm}^2$)



Gambar 5.45 Penulangan Pada Pondasi Bore Pile

5.2.5. Penulangan Badan Abutment

Penulangan badan abutment ditinjau terhadap momen yang terjadi di dasar badan abutment. Dari tabel pembebanan dipilih yang terbesar :

$$P_v = 342,434 \text{ ton} \quad M_v = 1053,81 \text{ tm}$$

$$P_h = 58,735 \text{ ton} \quad M_h = 199,827 \text{ tm}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

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

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

$$(d_{ef}) = h - p - (\frac{1}{2} * \phi \text{ tul. utama})$$

$$= 1000 - 50 - \left(\frac{1}{2} * 20\right)$$

$$= 940 \text{ mm} = 94 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{M_v}{L} = \frac{1053,81}{6} = 175,635 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{175,635}{0,8} = 219,544 \text{ tm} = 2,19544 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$R = 0,85 * f'_c = 0,85 * 35 = 29,75 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_n}{b * d^2 * R} = \frac{2,19544 * 10^9}{1000 * (940^2) * 29,75} = 0,083$$

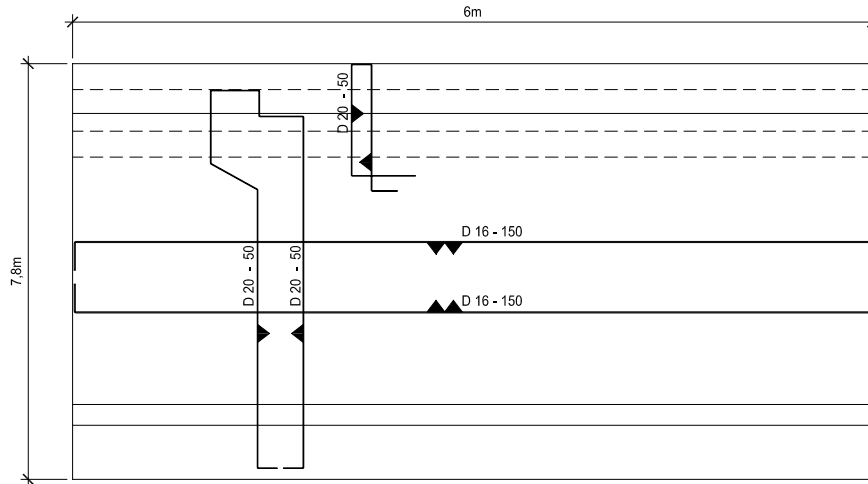
$$F = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,083} = 0,086$$

$$F_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{R}{f_y}\right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{29,75}{400}\right) = 0,028$$

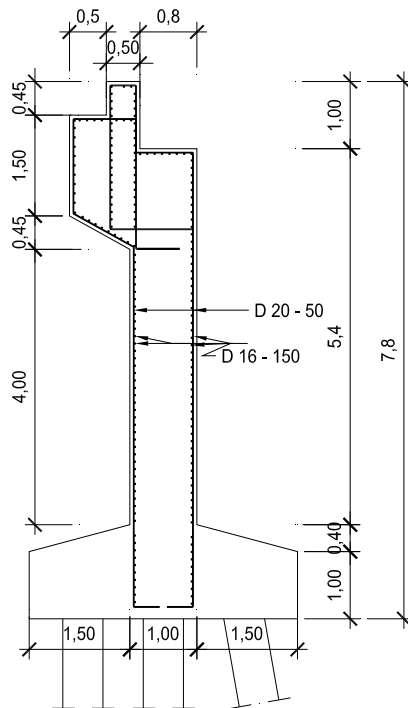
$$A_s = F * b * d * \left(\frac{R}{f_y}\right)$$

$$= 0,086 * 1000 * 940 * \frac{29,75}{400} = 6012,475 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan tabel penulangan (tabel cur 4), maka tulangan yang digunakan adalah tulangan $\emptyset 22 - 50$ ($A_s \text{ terpasang} = 6284 \text{ mm}^2$).



Gambar 5.46. Denah Penulangan Badan Abutment



Gambar 5.47. Potongan Melintang Abutment

Kontrol :

$$\rho = \frac{A_{s\text{terpasang}}}{b * d} = \frac{6284}{1000 * 940} = 6,68 * 10^{-3}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 35}{400} \right) = 0,028$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{aman.}$$

Tulangan bagi : Diambil 20% dari As terpasang = 20% * 6284 = 1256,8 mm²

Dipakai tulangan bagi Ø 16 – 150 (As = 1340 mm²)

5.2.6. Penulangan Poer Abutment

Berdasarkan gaya yang diterima satu pondasi bore pile didapat Pmax = 153,216

ton

Momen terhadap titik A :

$$M_u = (P * n) * (150 - \frac{1}{2} * 140)$$

Dimana : n = banyaknya tiang pancang arah memanjang

Maka,

$$M_u = (25,536 * 3) * 0,8 = 62,12 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6,212 * 10^8}{0,8} = 7,76 * 10^8 \text{ Nmm}$$

$$R = 0,85 * f'c = 0,85 * 35 = 29,75 \text{ Mpa}$$

$$(d_{ef}) = h - p - (\frac{1}{2} * \phi \text{ tul.utama})$$

$$= 1000 - 50 - \left(\frac{1}{2} * 22 \right)$$

$$= 939 \text{ mm} = 93,9 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_n}{b * d^2 * R} = \frac{7,76 * 10^8}{1000 * (939^2) * 29,75} = 0,029$$

$$F = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,029} = 0,029$$

$$F_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{R}{f_y} \right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{29,75}{400} \right) = 0,028$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= F * b * d * \left(\frac{R}{f_y} \right) \\
 &= 0,029 * 1000 * 939 * \frac{29,75}{400} = 2025,3056 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel penulangan (tabel cur 4), maka tulangan yang digunakan adalah tulangan Ø 22 - 175 (A_s terpasang = 2172,2 mm²).

Kontrol : $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 3,5 * 10^{-3}$

$$\rho_{\max} = \left(\frac{\beta * 450}{600 + f_y} * \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right) = \left(\frac{0,85 * 450}{600 + 400} * \frac{0,85 * 35}{400} \right) = 0,028$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{yg terjadi}} &= A_s \text{ terpasang} / (b * d) \\
 &= 2172,2 / (600 * 939) \\
 &= 3,85 * 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots\text{OK...!!}$$

Dipakai tulangan bagi sebesar 20% dari tulangan utama = 20% * 2172,2 = 434,44 mm². Dipakai tulangan bagi Ø 12 - 250 (A_s terpasang = 452,4 mm²).

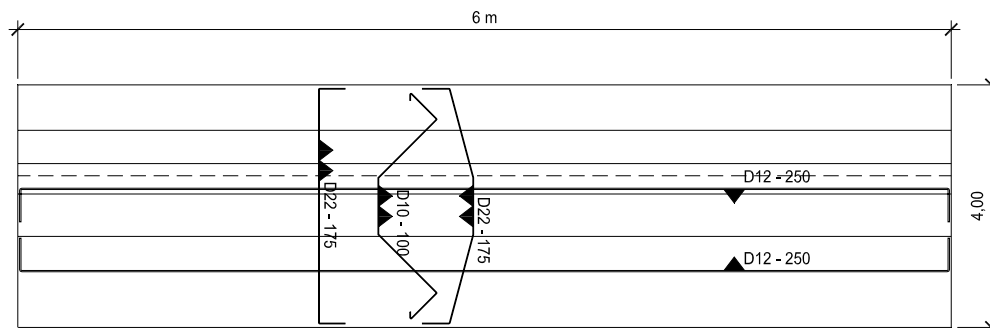
Tulangan Praktis :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g - 1}{A_c} \right) \left(\frac{f'c}{f_y} \right) = 0,45 \left(\frac{1/4 * \pi * 60^2 - 1}{1/4 * \pi * 60^2} \right) \left(\frac{350}{4000} \right) = 0,0394$$

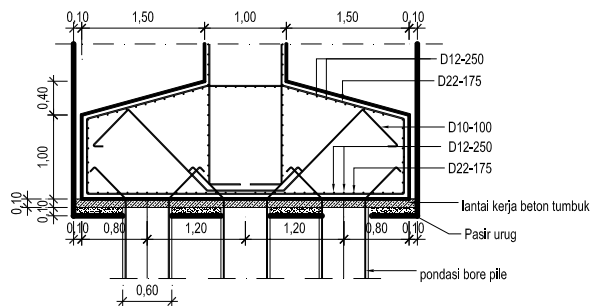
$$A_s = 2 * \rho_s * A_c = 2 * 0,0394 * (1/4 * \pi * 60^2) = 222,801 \text{ cm}^2$$

$$S = 2 * \pi * \varnothing_c * \frac{A_{sp}}{A_s} = 2 * \pi * 60 * \frac{1/4 * \pi * 1^2}{222,801} = 1,32 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai tulangan Ø 10 – 100.



Gambar 5.48. Denah Penulangan Poer Abutment



Gambar 5.49. Potongan Melintang Poer Abutment

- **Perhitungan Daya Dukung Horizontal**

Gaya lateral yang menimpa pondasi :

$$PH = 77,265 \text{ ton} = 77265 \text{ KN}$$

Ketahanan lateral dari tiang tunggal dalam kelompok tiang adalah ketahanan pasif dari tiang dengan dimensi ekuivalen :

- Lebar sebesar 3 kali diameter aktual tiang
- Kedalaman sebesar 6 kali diameter tiang

$$\gamma_1 = 1,678 \text{ gr/cm}^2 = 1,678 \text{ T/m}^3$$

$$qc = 112 \text{ kg/cm}^2 = 11,2 * 10^3 \text{ KN/m}^2$$

Nilai uji kuat geser undrained

$$Cu = \frac{qc}{15} = \frac{11,2}{15} = 0,746 \text{ KN/m}^2$$

Nilai uji kuat geser undrained

$$Co = 0,6 * Cu = 0,6 * 0,746 = 0,4476 \text{ KN/m}^2$$

Kedalaman tiang ekivalen

$$L_c = 6 * D = 6 * 0,6 = 3,6 \text{ m}$$

Kapasitas lateral yang dapat ditahan

$$\begin{aligned} Q &= 36 * C_o * D^2 + 54 * \gamma * D^3 \\ &= 36 * 0,4476 * 0,6^2 + 54 * 1,678 * 10^3 * 0,6^3 \\ &= 19577,9929 \text{ KN} \end{aligned}$$

Sehingga $Q_{ult} < PH$aman terhadap gaya horizontal.

5.3. Desain Jalan Baru

5.3.1. Penentuan Klasifikasi Jalan Underpass

a. Pertumbuhan Lalu Lintas

Jalan baru yang dimaksud adalah jalan masuk dan keluar dari Jl.Kapt. Sudibyo menuju persimpangan Jl. K.S. Tubun dan Jl. Teuku Umar. Data – data lalu lintas yang diketahui dapat dilihat pada tabel berikut :

$$LHR_n = LHR_o (1 + i)^n$$

Keterangan :

LHR_n = LHR tahun ke-n umur rencana

LHR_o = LHR awal tahun umur rencana

i = pertumbuhan lalu lintas

n = kumulatif tahun umur rencana

Tabel 5.23. Pertumbuhan Lalu Lintas 2000 – 2004 (kend/hari)

Tahun	Jl. Kapt. Sudibyo		Jl. K.S. Tubun		Jl. Teuku Umar	
	LHR (kend/hari)	i (%)	LHR (kend/hari)	i (%)	LHR (kend/hari)	i (%)
2000	16546		10962		7156	
		7,23		7,12		7,58
2001	17742		11743		7698	
		7,58		7,24		7,76
2002	19087		12594		8295	
		8,65		8,18		7,98
2003	20738		13624		8957	
		8,98		8,56		8,33
2004	22600		14790		9703	
	Pertumbuhan rata-rata	8 %		7,8 %		7,9 %

Sumber : Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA), Kota Tegal.

Jadi angka pertumbuhan lalu lintasnya adalah 8 % (diambil nilai i terbesar)

b. Volume Lalu Lintas Harian Dan Koefisien Kendaraan

Volume lalu lintas Jl. Kapt. Sudibyo, Jn. K.S. Tubun, Jl. Teuku Umar pada tahun 2006 adalah sebagai berikut :

Tabel 5.24. Volume lalu lintas Jl. Kapt. Sudibyo, Jn. K.S. Tubun, Jl. Teuku Umar pada tahun 2006

No	Jenis Kendaraan	LHR Ruas Jalan								
		Kapt.Sudibyo			K.S.Tubun			Teuku Umar		
		emp	kend/jam	smp/jam	emp	kend/jam	smp/jam	emp	kend/jam	smp/jam
1	HV	1,3	427	555,1	1,3	212	275,6	1,5	75	112,5
2	LV	1,0	715	715	1,0	534	534	1,0	350	350
3	MC	0,4	1069	427,6	0,4	1348	539,2	0,5	1456	728
4	UM	-	363	-	-	97	-	-	53	-
Total			2211	1697,7		2094	1348,8		1881	1190,5

c. Penentuan Klasifikasi Jalan

Ditentukan data – data yang diambil pada ruas jalan Kapt. Sudibyo karena memiliki LHR terbesar sebagai berikut :

LHR tahun 2006 = 1697,7 smp/hari

Tahun perencanaan = 2008

Jangka waktu perencanaan = 2 tahun

Tahun pelaksanaan = 20010

Jangka waktu pelaksanaan = 2 tahun

Umur rencana jalan = 20 tahun

Pertumbuhan lalu lintas = 8 %

Rumus umum : $LHR_n = LHR_m (1 + i)^n$

Dimana : LHR_n = LHR pada tahun yang dicari

LHR_m = LHR pada tahun yang diketahui

i = angka pertumbuhan lalu lintas

n = selisih tahun

Perhitungan LHR untuk berbagai masa dilihat dalam tabel berikut :

Tabel 5.25. LHR Untuk Berbagai Masa

No	Kendaraan	LHR 2006	LHR _n (smp/jam)		
			Masa perencanaan tahun 2006	Masa pelaksanaan tahun 2010	Umur rencana tahun 2010
1	HV	555,1	647,469	755,207	3519,989
2	LV	715	833,976	972,75	4533,944
3	MC	427,6	498,753	581,745	2711,489
Total LHR		1697,7	1980,198	2309,702	10765,422

$$\begin{aligned}
 \text{LHR rata - rata} &= \frac{LHR_{\text{masa perencanaan}} + LHR_{\text{umur rencana}}}{2} \\
 &= \frac{1980,198 + 10765,422}{2} \\
 &= 6372,81 \text{ smp/hari}
 \end{aligned}$$

Dalam Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan (SPGUJP) 1988, klasifikasi jalan berdasarkan kelas perencanaan ditetapkan sebagai berikut :

Tabel 5.26. Klasifikasi Kelas Jalan Tipe 1

Fungsi		Kelas
Primer	Arteri	1
	Kolektor	2
Sekunder	Arteri	2

Sumber : Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan, 1988

Tabel 5.27. Klasifikasi Kelas Jalan Tipe 2

Fungsi	Volume lalu lintas (DTV) dalam smp		Kelas
Primer	Arteri	-	1
	Kolektor	> 10000	1
		< 10000	2
Sekunder	Arteri	> 20000	1
		< 20000	2
	Kolektor	> 6000	2
		< 8000	3
	Jalan tol	> 500	3
		< 500	4

Sumber : Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan, 1988

Dari tabel – tabel diatas dengan LHR 6372,81 smp/jam, maka jalan *underpass* termasuk dalam jalan tipe 2 kelas 2. Fungsi jalan yaitu kolektor sekunder.

d. Penentuan Jumlah Lajur Dan Dimensi Jalan

Jalan Kapt. Sudiboyo memiliki 2 lajur 2 arah , karena jalan *underpass* ini menghubungkan Jl. Kapt. Sudibyo dengan persimpangan Jl. K.S. Tubun – Jl. Teuku Umar, maka pada *underpass* dipakai 2 lajur 2 arah bermedian (2/2 D). Sehingga lalu lintas yang bisa ditampung perjalur (smp/jam) sebesar 12000 smp/jam (SPGUJP,1997). Dalam Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan dibutuhkan lebar jalur dan median sebagai berikut :

Tabel 5.28. Lebar Jalur Lalu Lintas

Kelas perencanaan		Lebar jalur lalu lintas (m)	Lebar median minimum standar (m)	Lebar median minimum khusus (m)
Tipe 1	Kelas I	3,50	2,50	2,50
	Kelas II	3,50	2,00	2,00
Tipe 2	Kelas I	3,50	2,00	1,00
	Kelas II	3,25	2,00	1,00
	Kelas III	3,25 : 3,00	1,50	1,00

Sumber : Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan, 1997

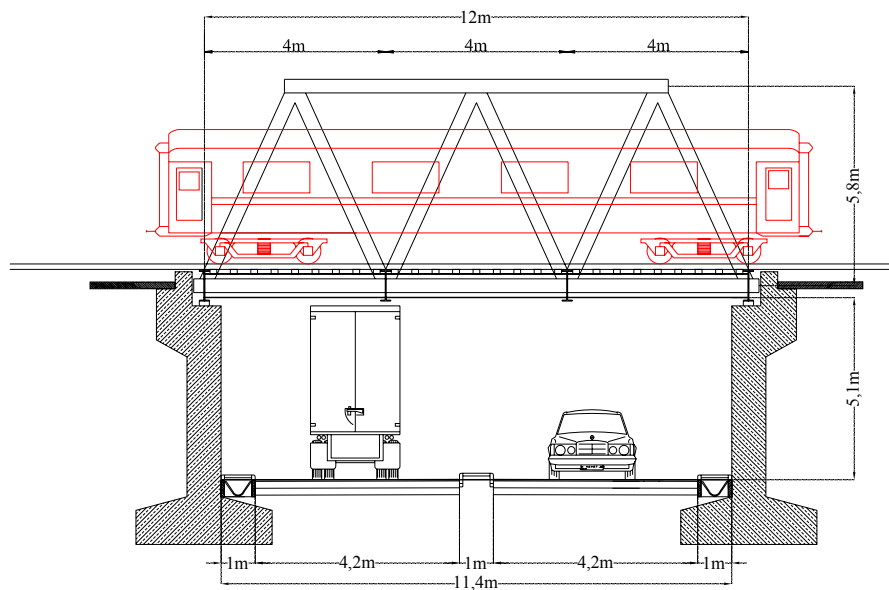
Tabel 5.29. Lebar Minimum Bahu Jalan

Klasifikasi perencanaan		Lebar bahu kiri / luar (m)			Lebar bahu jalan dalam (m)
		Tidak ada trotoar		Ada trotoar	
		Standar minimum	Pengecualian minimum		
Tipe 1	Kelas 1	2,00	1,75	-	1,00
	Kelas 2	2,00	1,75	-	0,75
Tipe 2	Kelas 1	2,00	1,50	0,50	0,50
	Kelas 2	2,00	1,50	0,50	0,50
	Kelas 3	2,00	1,50	0,50	0,50
	Kelas 4	0,50	0,50	0,50	0,50

Sumber : Standar Perencanaan Geometrik Untuk Jalan Perkotaan, 1997

Dengan beracuan pada tabel – tabel diatas dapat dibuat klasifikasi jalan *underpass* sebagai berikut :

- Fungsi jalan = kolektor sekunder
- Kelas jalan = tipe II kelas II
- Jumlah jalur = 2 / 2 D
- Lebar 1 jalur = 4,20 m
- Lebar median = 1,00 m
- Lebar trotoar = 1,00 m
- Lebar jalan keseluruhan = $(4,20 \cdot 2) + 1,00 + (1,00 \cdot 2) = 11,4$ m



Gambar 5.50. Penampang Melintang Jalan *Underpass*

5.3.2. Perhitungan Lapisan Perkerasan Lentur (Metode Analisa Komponen)

a. Volume Lalu – Lintas Harian

1. Sepeda motor (MC) : 1069 kend/jam
2. Kendaraan ringan (LV) : 715 kend/jam
3. Kendaraan berat (HV) : 427 kend/jam

b. Perhitungan Lalu – Lintas Harian Rata – Rata (LHR)

Data – data :

4. Data LHR tahun 2006
5. Tahun perencanaan 2008
6. Masa perncanaan 2 tahun
7. Tahun pelaksanaan 2010
8. Masa pelaksanaan 2 tahun
9. Umur rencana 20 tahun
10. Pertumbuhan (i) 8 %

$$LHR_n = LHR_m (1 + i)^n$$

Dimana : LHR_n = LHR pada tahun yang ingin ditinjau

LHR_m = LHR pada tahun yang diketahui

i = angka pertumbuhan lalu lintas

n = selisih tahun

Tabel 5.30. Perhitungan LHR

Jenis kendaraan	LHR 2006	LHR dicari (kend/jam)		
		2008	2010	2030
MC	1069	1246,882	1454,363	6778,722
LV	715	833,976	972,75	4533,944
HV	427	498,053	580,929	2707,684
Total LHR	2211	2578,911	3008,042	14020,35

c. Perhitungan Angka Ekuivalen (E)

$$\text{Angka ekuivalen sumbu tunggal} = \left(\frac{\text{beban sumbu tunggal}}{8,16} \right)^4$$

$$\text{Angka ekuivalen sumbu ganda} = 0,086 \left(\frac{\text{beban sumbu ganda}}{8,16} \right)^4$$

Angka ekuivalen kendaraan :

1. Kendaraan bermotor (0,5 ton) = 0,5

$$= \left(\frac{0,5}{8,16} \right)^4 = 0,0000141$$

2. Kendaraan ringan (8 ton) = (3 + 5)

$$= \left(\frac{3}{8,16} \right)^4 + \left(\frac{5}{8,16} \right)^4$$

$$= 0,0183 + 0,141 = 0,1593$$

3. Kendaraan berat (20 ton) = 6 + (7 + 7)

$$= \left(\frac{6}{8,16} \right)^4 + 0,086 \left(\frac{14}{8,16} \right)^4$$

$$= 0,2923 + 0,7452 = 1,0375$$

Kelas jalan dipakai kolektor kelas III A.

Karena kendaraan terberat yang lewat sebanyak 2 kend/jam, maka dipakai kendaraan ringan (8 ton) yang frekuensinya lebih sering dari pada kendaraan berat.

d. Koefisien Distribusi Kendaraan

Tipe jalan 2/2

kendaraan ringan → c = 0,3

kendaraan berat → c = 0,45

e. Lintas Ekivalensi Permulaan (LEP)

$$LEP = \sum_{j=1}^n LHR_j \cdot c_j \cdot E_j$$

Dimana : LHR_j = LHR pada awal umur rencana

c_j = Keofisien distribusi

E_j = angka ekivalen

4. Sepeda motor = $1454,363 \cdot 0,3 \cdot 0,0000141 = 0,0061$ kend/jam
 5. Kendaraan ringan = $972,75 \cdot 0,45 \cdot 0,1593 = 69,732$ kend/jam
 6. Kendaraan berat = $580,929 \cdot 0,45 \cdot 1,0375 = 271,221$ kend/jam
- LEP = 340,96 kend/jam

f. Lintas Ekivalensi Akhir (LEA)

$$LEA = \sum_{j=1}^n LHR_j (i+1)^{UR} \cdot c_j \cdot E_j$$

Dimana : $LHR_j (i+1)^{UR}$ = LHR pada awal umur rencana

c_j = Keofisien distribusi

E_j = angka ekivalen

7. Sepeda motor = $6778,722 \cdot 0,3 \cdot 0,0000141 = 0,0287$ kend/jam
 8. Kendaraan ringan = $4533,944 \cdot 0,45 \cdot 0,1593 = 325,016$ kend/jam
 9. Kendaraan berat = $2707,684 \cdot 0,45 \cdot 1,0375 = 1264,15$ kend/jam
- LEA = 1589,195 kend/jam

g. Perhitungan Lintas Ekivalensi Tengah (LET)

$$LET = \frac{LEP + LEA}{2} = \frac{340,96 + 1589,195}{2} = 965,077 \text{ kend / jam}$$

h. Lintas Ekivalensi Rencana (LER)

$$LER = LET \left(\frac{UR}{10} \right)$$

Dimana : LET = lintas ekivalen tengah

UR = umur rencana

$$LER = 965,077 \cdot \left(\frac{20}{10} \right) = 1930,154 \text{ kend / jam}$$

i. Faktor Regional (FR)

$$\text{Prosentasi kendaraan berat} = \frac{427}{2211} \cdot 100\% = 19,312\% (< 30\%)$$

maka FR = 0,5

j. Nilai CBR Didapat Dari Data Laboratorium Yaitu :

- CBR 100% = 12,50 → DDT = 5,5

- CBR 95% = 8,00

k. Indeks Permukaan IP, IP0 Dan ITP

Data – data : LER = 1930,154 kend/jam

Klasifikasi jalan = kolektor

Nilai IP ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 5.31. Indeks Permukaan Pada Akhir Umur Rencana (IP)

LER = Lintas Ekuivalen Rencana	Klasifikasi Jalan			
	lokal	kolektor	arteri	tol
< 10	1,0 - 1,5	1,5	1,5 - 2,0	
10 - 100	1,5	1,5 - 2,0	2,0	
100 - 1000	1,5 - 2,0	2,0	2,0 - 2,5	
> 1000		2,0 - 2,5	2,5	2,5

Sumber : Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, 1987

Didapat nilai IP = 2,0

Nilai IP₀ ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 5.32. Indeks Permukaan Pada Awal Umur Rencana (IP)

Jenis Lapis Perkerasan	IP ₀	Roughness (mm/km)
LASTON	≥ 4	≤ 1000
	3,9 - 3,5	>1000
LASBUTAG	3,9 - 3,5	≤ 2000
	3,4 - 3,0	> 2000

HRA	3,9 - 3,5	≤ 2000
	3,4 - 3,0	> 2000
BURDA	3,9 - 3,5	< 2000
BURTU	3,4 - 3,0	< 2000
LAPEN	3,4 - 3,0	≤ 3000
	2,9 - 2,5	> 3000
LATASBUM	2,9 - 2,5	
BURAS	2,9 - 2,5	
LATASIR	2,9 - 2,5	
JALAN TANAH	≤ 2,4	
JALAN KERIKIL	≤ 2,4	

Sumber : Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, 1987

Dipakai lapis perkerasan LASTON, maka $IP_0 = 3,9$

Berdasarkan nomogram 5 dalam Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Metode Analisa Komponen, 1987, maka $ITP = 6,2$

1. Mencari Tebal Lapisan Perkerasan Jalan

Berdasarkan tabel dibawah, dilihat koefisien kekuatan untuk jenis bahan sebagai berikut :

Tabel 5.33. Koefisien Kekuatan Relatif (a)

Koefisien Kekuatan Relatif			Kekuatan Bahan			Jenis Bahan
a1	a2	a3	MS (kg)	Kt (kg/cm)	CBR (%)	
0,40	-	-	744	-	-	Laston
0,35	-	-	590	-	-	
0,32	-	-	454	-	-	
0,30	-	-	340	-	-	
0,35	-	-	744	-	-	Lasbutag
0,31	-	-	590	-	-	
0,28	-	-	454	-	-	
0,26	-	-	340	-	-	
0,30	-	-	340	-	-	HRA
0,26	-	-	340	-	-	Aspal Macadam
0,25	-	-	-	-	-	Lapen (mekanis)
0,20	-	-	-	-	-	Lapen (manual)

-	0,28	-	590	-	-	Laston Atas
-	0,26	-	454	-	-	
-	0,24	-	340	-	-	
-	0,23	-	-	-	-	Lapen (mekanis)
-	0,19	-	-	-	-	Lapen (manual)
-	0,15	-	-	22	-	Stabilitas tanah dengan semen
-	0,13	-	-	18	-	

Sumber : Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, 1987

Dari tabel diatas dengan nilai ITP = 6,2 koefisien $a_1 = 0,4$ dan jenis lapisan LASTON maka tebal minimum untuk masing – masing lapisan adalah :

1. Lapisan Permukaan

Dari tabel dibawah didapat :

$$a_1 = 0,4$$

Bahan = Laston

$$D_1 = 5 \text{ cm}$$

Tabel 5.34. Batas – batas Minimum Tebal Lapis Permukaan

ITP	Tebal Minimum (cm)	Bahan
<3,00	5	Lapis pelindung : (Buras/Burtu/Burda)
3,00-6,70	5	Lapen/Aspal Macadam, HRA, Lasbutag Laston
6,71 - 7,49	7,5	Lapen/Aspal Macadam, HRA, Lasbutag Laston
7,50 - 9,99	7,5	Lasbutag, Laston
$\geq 10,00$	10	Laston

Sumber : Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, 1987

2. Lapis Pondasi Atas

Tabel 5.35. Batas – batas Minimum Tebal Lapis Pondasi Atas

ITP	Tebal Minimum (cm)	Bahan
3,00	15	Batu pecah, stabilisasi tanah dengan semen stabilisasi tanah dengan kapur.
3,00 - 7,49	20	Batu pecah, stabilisasi tanah dengan semen stabilisasi tanah dengan kapur.
	10	Laston Atas
7,55 - 9,99	20	Batu pecah, stabilisasi tanah dengan semen stabilisasi tanah dengan kapur, pondasi macadam.
	15	Laston Atas
10 - 12,14	20	Batu pecah, stabilisasi tanah dengan semen stabilisasi tanah dengan kapur, pondasi macadam, Lapen, Laston Atas.
12,25	25	Batu pecah, stabilisasi tanah dengan semen stabilisasi tanah dengan kapur, pondasi macadam, Lapen, Laston Atas.

Sumber : Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, 1987

Dari tabel : $a_2 = 0,14$

Bahan = Batu pecah

$D_1 = 20 \text{ cm}$

3. Lapis Pondasi Bawah

$a_2 = 0,13$

Bahan : Sirtu/pitrun (kelas A)

Tebal Lapisan pondasi bawah (D_3) dicari dengan rumus :

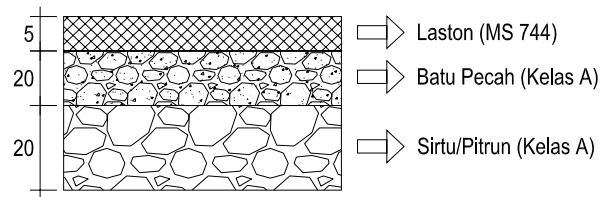
$$\text{ITP} = a_1.D_1 + a_2.D_2 + a_3.D_3$$

$$6,2 = (0,4 \cdot 5) + (0,14 \cdot 20) + (0,13 \cdot D_3)$$

$$0,13.D_3 = 1,4$$

$$D_3 = \frac{1,4}{0,13} = 10,769 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Jadi tebal masing – masing dapat dilihat dalam gambar sebagai berikut :



Gambar 5.51. Struktur Lapisan Perkerasan Jalan Baru

5.3.3. Perencanaan Saluran Drainase Jalan

Saluran drainase ini direncanakan terletak pada sisi kanan dan kiri jalan underpass. Saluran terbuat dari pasangan batu berbentuk persegi. Saluran bermuara pada sungai.

Data – data :

$$C = 0,7$$

$$C_s = 0,8$$

$$\text{Intensitas hujan} : I = 66 \text{ mm/jam (sumber : BAPPEDA Kota Tegal)}$$

$$\text{Luas daerah tangkapan} : A = 7110 \text{ m}^2 = 0,711 \text{ Ha}$$

$$\text{Kemiringan dasar saluran} : s = 0,056 \%$$

$$\text{Koefisien manning} : n = 0,003$$

$$\text{Lebar dasar saluran} : B = 0,50 \text{ m (ditentukan)}$$

Perhitungan Saluran

$$\text{Luas penampang saluran} : F = B \times H$$

$$= 0,5 H$$

$$P = B + 2H$$

$$= 0,5 + 2H$$

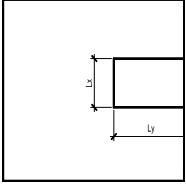
$$R = \frac{F}{P} = \frac{0,5H}{0,5 + 2H}$$

$$Q_{\text{aktual}} = 0,00278 \cdot C \cdot C_s \cdot I \cdot A$$

$$= 0,00278 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 66 \cdot 0,711$$

$$= 0,073 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{\text{desain}} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot F \cdot s^{\frac{1}{2}}$$



$$\begin{aligned} &= \frac{1}{0,003} \cdot \left(\frac{0,50H}{0,5 + 2H} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,5H \cdot 0,056^{\frac{1}{2}} \\ &= 39,44H \cdot \left(\frac{0,50H}{0,5 + 2H} \right)^{\frac{2}{3}} \end{aligned}$$

Jika diambil $Q_{\text{desain}} = Q_{\text{aktual}} = 0,073 \text{ m}^3/\text{det}$, maka

$$0,073 = 39,44H \cdot \left(\frac{0,50H}{0,5 + 2H} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$H = 0,3 \text{ m} \Rightarrow$ dipakai $H = 0,5 \text{ m}$

$$\text{Maka } Q_{\text{desain}} = \frac{1}{0,003} \cdot \left(\frac{0,50 \cdot 0,5}{0,5 + 2 \cdot 0,5} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,056^{\frac{1}{2}}$$

$Q_{\text{desain}} = 5,972 \text{ m}^3/\text{det} > Q_{\text{aktual}} = 0,073 \text{ m}^3/\text{det} \Rightarrow$ aman

Jadi dimensi saluran yang dipakai adalah $(0,9 \times 1,0) \text{ m}$.