
BAB V

PERHITUNGAN KONSTRUKSI

5.1. TINJAUAN UMUM

Pada pembangunan konstruksi jembatan ini, sebelumnya harus dilakukan perhitungan perencanaan konstruksi. Yang dimaksud dalam perencanaan adalah berupa perhitungan-perhitungan elemen-elemen struktural pembentuk konstruksi jembatan secara keseluruhan. Perhitungan dimaksudkan agar konstruksi jembatan dapat dibangun sesuai dengan rancangan awal baik dari segi mutu (kualitas) bangunan , umur rencana , segi keamanan dan kestabilan struktur serta alokasi biaya pembangunan konstruksi tersebut.

Perencanaan tersebut dapat dijelaskan secara umum , sesuai dengan urut-urutannya sebagai berikut :

1. Perencanaan bangunan atas jembatan , meliputi :
 - Tiang sandaran
 - Lantai trotoir
 - Pelat lantai
 - Balok prategang
 - Diafragma
 - Andas / perletakan
 - Pelat injak.
2. Perencanaan bangunan bawah , meliputi :
 - Abutment jembatan.
 - Perencanaan Pondasi
3. Perencanaan oprit jembatan.

Perencanaan elemen-elemen struktural pembentuk konstruksi jembatan, secara detail akan disajikan dalam sub-sub bab sesuai dengan jenis elemennya.

5.2 SPESIFIKASI BAHAN

5.2.1. Penentuan bahan

Konstruksi jembatan secara umum :

1. Konstruksi atas :

a. Tiang sandaran

- Mutu beton : K-225 ($f^c = 22,5$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

b. Lantai trotoir

- Mutu beton : K - 225 ($f^c = 22,5$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

c. Lantai jembatan

- Mutu beton : K- 225 ($f^c = 22,5$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

d. Diafragma

- Mutu beton : K-350 ($f^c = 35$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

e. Beton prategang

- Mutu beton : K-500 ($f^c = 50$ Mpa)
- Mutu baja : BJTD 40 ($f_y = 400$ Mpa)

f. Plat injak

- Mutu beton : K-225 ($f^c = 22,5$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

2. Bangunan bawah / Abutment

- Mutu beton : K- 450 ($f^c = 22,5$ Mpa)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240$ Mpa)

3. Pondasi

- Jenis : Plat Menerus
- Mutu beton : K- 450 ($f'c = 45 \text{ Mpa}$)
- Mutu baja : BJTP 24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)

5.2.2. Penentuan karakteristik bahan :

- Untuk K-225 ($f'c = 22,5 \text{ Mpa}$) dan BJTP 24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

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

$$= 0,75 \times 0,85 \left[\frac{0,85 \times 22,5}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0362$$

- Untuk K-350 ($f'c = 35 \text{ Mpa}$) dan BJTP 24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0058$$

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

$$= 0,75 \times 0,85 \left[\frac{0,85 \times 35}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0564$$

- Untuk K-500 ($f'c = 50 \text{ Mpa}$) dan BJTD 40 ($f_y = 400 \text{ Mpa}$)

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

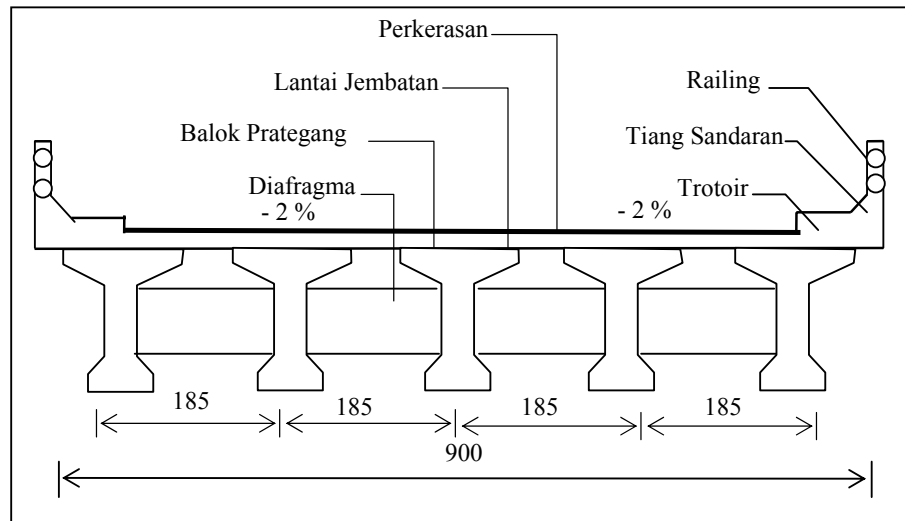
$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \left[\frac{0,85 f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right] \text{ dan } \beta_1 = 0,85$$

$$= 0,75 \times 0,85 \left[\frac{0,85 \times 50}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right] = 0,0406$$

5.3. PERENCANAAN BANGUNAN ATAS JEMBATAN

Bangunan atas jembatan merupakan bagian jembatan yang menerima langsung beban dari kendaraan atau orang yang melewatinya. Secara umum bangunan atas terdiri dari beberapa komponen utama , antara lain : Tiang sandaran

, lantai trotoir , lantai jembatan , balok prategang , diafragma , andas / perletakan dan plat injak. Perencanaan bangunan atas pada pembangunan jembatan Tarakan meliputi :



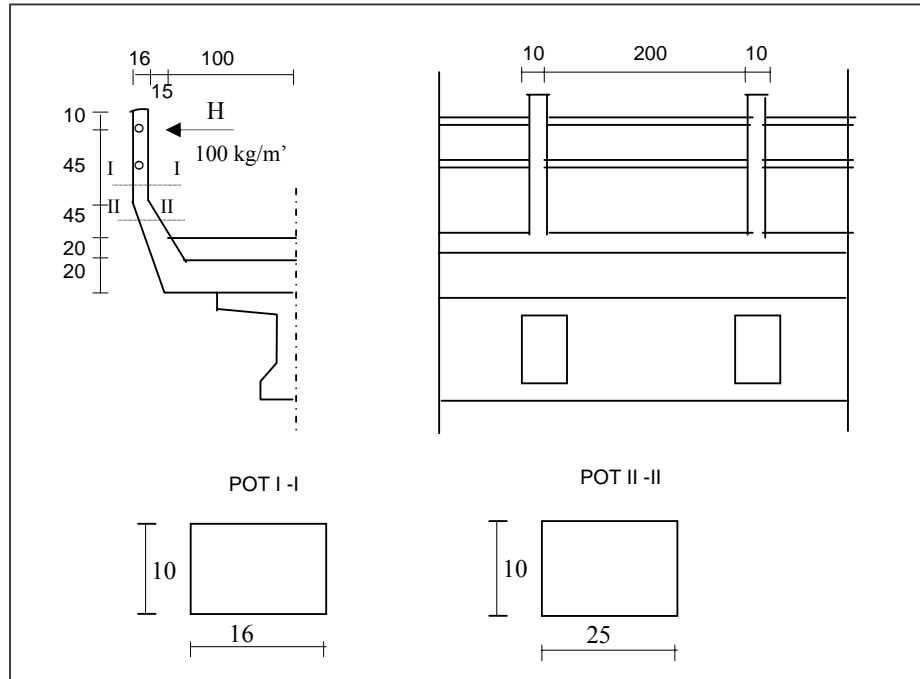
Gambar 5.1. Potongan melintang jembatan

5.3.1. TIANG SANDARAN

Sandaran selain berfungsi sebagai pembatas jembatan juga sebagai pagar pengaman baik bagi kendaraan maupun pejalan kaki. Sandaran terdiri dari beberapa bagian , yaitu ;

1. Railing sandaran
2. Rail post / tiang sandaran

Railing merupakan pagar untuk pengaman jembatan di sepanjang bentang jembatan, yang menumpu pada tiang-tiang sandaran (*Rail Post*) yang terbuat dari pipa baja *galvanized*



Gambar 5.2. Penampang melintang tiang sandaran

Perencanaan tiang sandaran :

- Mutu beton = K-225 ($f'c = 22,5 \text{ Mpa}$)
- Mutu baja = BJTP -24 ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)
- Tinggi sandaran = 1,00 meter
- Jarak sandaran = 2,00 meter
- Dimensi sandaran = - bagian atas (100×160) mm
- bagian bawah (100×250) mm
- Tebal selimut = 20 mm
- \varnothing tul. utama = 10 mm
- \varnothing tul. sengkang = 8 mm
- Tinggi efektif = $h - p - 0,5 \times \varnothing$ tul. utama - \varnothing tul. sengkang
= $250 - 20 - 0,5 \times 10 - 8$
= 217 mm

Penentuan gaya dan pembebanan

Muatan horisontal $H = 100 \text{ kg / m'}$

(Letak $H = 90 \text{ cm}$ dari trotoir)

$P = H \times L = 100 \times 2,0 = 200 \text{ kg}$

Gaya momen H sampai ujung trotoir (h) = $90 + 20 = 110 \text{ cm} = 1,1 \text{ m}$

$M = P \times h$

$= 200 \times 1,1$

$= 220 \text{ kgm} = 2200000 \text{ Nmm.}$

$M / b d^2 = 2,2 \times 10^6 / (100 \times 217^2) = 0,467 \text{ N / mm}^2$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

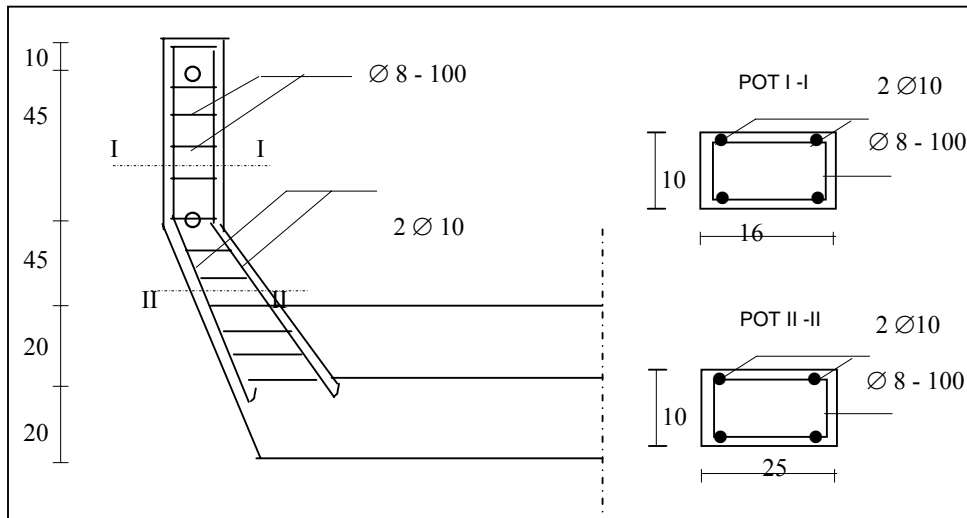
$$0,467 = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

$$\rho = 0,00247$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0058 \times 100 \times 217 = 125,86 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan **2 Ø 10** , A_s terpasang $157 \text{ mm}^2 > 125,86 \text{ mm}^2$



Gambar 5.3. Penulangan tiang sandaran

5.3.2. TROTOAR

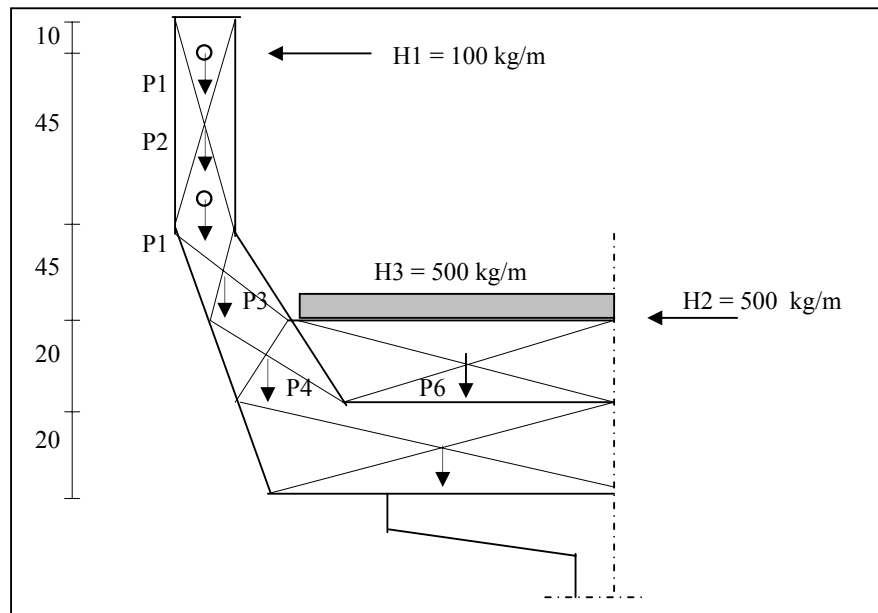
Trotoir atau sering disebut *side walk* adalah sebuah prasarana yang diperuntukkan bagi pejalan kaki. Yang dimaksud dengan trotoir di sini pertebalan dari plat lantai kantilever seperti pada gambar di bawah ini.

Direncanakan :

- Lebar (b) = 1,0 m
- Tebal (t) = 0,2 m

Pembebanan menurut PPPJR SKB 1987 (ditinjau 1 meter arah memanjang) adalah sebagai berikut :

- $H1 = 100 \text{ kg / m}$ adalah gaya horisontal yang harus ditahan tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoir yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas trotoir.
- $H2 = 500 \text{ kg / m}$ adalah muatan horisontal ke arah melintang yang harus ditahan oleh tepi trotoir .
- $H3 = 500 \text{ kg / m}^2$ adalah muatan yang ditahan oleh konstruksi trotoir.



Gambar 5.4. Lantai Trotoir

Pembebanan :

- **Beban Mati**

$$P1 \text{ (Pipa sandaran)} = 2 \times 2 \times 3,58 = 14,32 \text{ kg}$$

$$P2 \text{ (Tiang sandaran)} = 0,16 \times 0,1 \times 0,55 \times 2400 = 21,12 \text{ kg}$$

$$P3 \text{ (Tiang sandaran)} = \frac{1}{2} (0,16 + 0,25) \times 0,1 \times 0,45 \times 2400 = 22,14 \text{ kg}$$

$$P4 \text{ (Balok tepi)} = \frac{1}{2} (0,25 + 0,29) \times 0,1 \times 0,2 \times 2400 = 12,96 \text{ kg}$$

$$P5 \text{ (Plat lantai)} = \frac{1}{2} (1,02 + 1,00) \times 0,2 \times 1,00 \times 2400 = 484,8 \text{ kg}$$

$$P6 \text{ (Trotoir)} = 1,0 \times 0,2 \times 1,0 \times 2400 = 480 \text{ kg.}$$

- **Momen Terhadap potongan titik A**

- Akibat beban hidup

$$MH1 = 100 \times 1 \times 1,30 = 130 \text{ kgm}$$

$$MH2 = 500 \times 1 \times 0,40 = 200 \text{ kgm}$$

$$MH3 = 500 \times 1,00 \times 0,3 = 150 \text{ kgm}$$

$$\text{Jumlah akibat beban hidup} = 480 \text{ kgm}$$

- Akibat beban mati

$$MP1 = 14,32 \times 1,03 = 14,75 \text{ kgm}$$

$$MP2 = 21,12 \times 1,03 = 21,75 \text{ kgm}$$

$$MP3 = 22,14 \times 0,97 = 21,48 \text{ kgm}$$

$$MP4 = 12,96 \times 0,90 = 11,66 \text{ kgm}$$

$$MP5 = 484,8 \times 0,50 = 242,4 \text{ kgm}$$

$$MP6 = 480 \times 0,30 = 144 \text{ kgm}$$

$$\text{Jumlah akibat beban mati} = 456,04 \text{ kgm}$$

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

$$= 1,2 \times 456,04 + 1,6 \times 480$$

$$= 1315,248 \text{ kgm} = 1,315 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d = h - p - \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 200 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 174 \text{ mm}$$

$$M / b d^2 = 1,315 \times 10^7 / (1000 \times 174^2) = 0,434 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

Laporan Tugas Akhir

Perencanaan Jembatan Tarakan Di Wilayah Timur Ruas Jalan Jepara - Tayu

$$0,434 = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

$$\rho = 0,00229$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

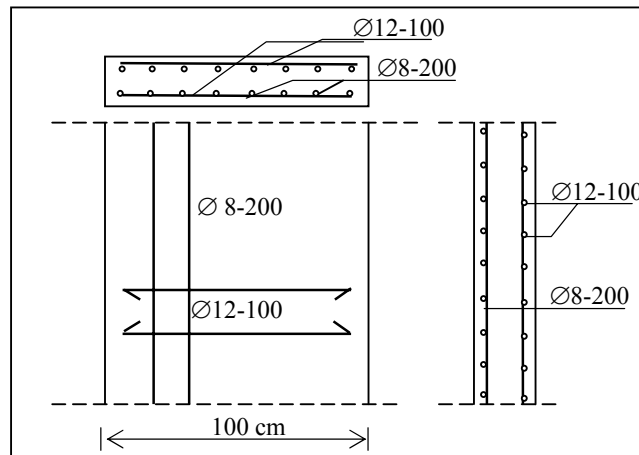
$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0058 \times 1000 \times 174 = 1009,2 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan $\text{Ø } 12 - 100$, A_s terpasang $1131 \text{ mm}^2 > 1009,2 \text{ mm}^2$

Tulangan pembagi = $0,2 \times A_s$ tulangan utama

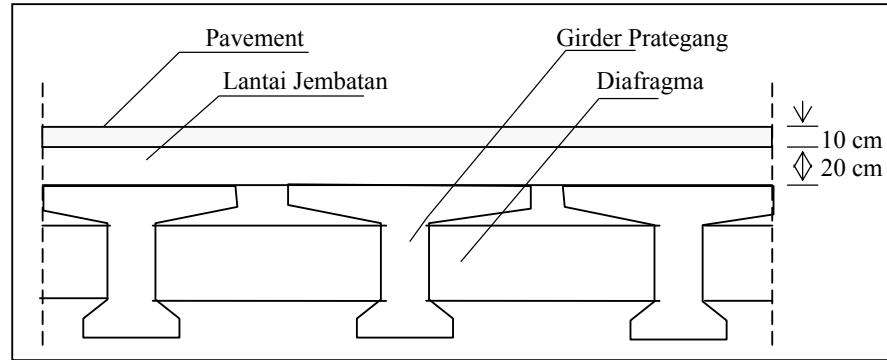
$$= 0,2 \times 1131 = 226,2 \text{ mm}^2$$

Jadi tulangan yang digunakan $\text{Ø } 8 - 200$ ($A_s = 251 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.5. Penulangan Lantai Trotoir

5.3.3. PERENCANAAN LANTAI JEMBATAN



Gambar 5..6. Pelat lantai jembatan

Direncanakan :

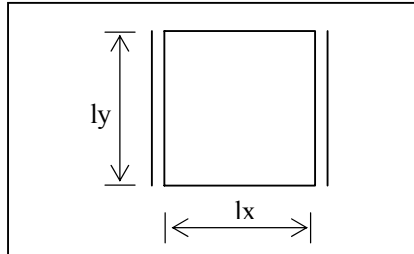
- Tebal pelat lantai kendaraan (h) : 20 cm
- Tebal aspal (t) : 10 cm
- Tebal lapisan air hujan (t_h) : 5 cm
- Mutu beton (f_c) : K-225 (f 'c = 22,5 Mpa)
- Mutu baja (f_y) : 240 Mpa (BJTP 24)
- Berat Jenis (BJ) beton : 2400 kg/m³
- Berat Jenis (BJ) aspal : 2200 kg/m³
- Berat Jenis (BJ) air hujan : 1000 kg/m³

5.3.3.1. Pembebanan Akibat Beban Mati

➤ Beban mati (D) pada lantai kendaraan

- Berat sendiri pelat = h x b x BJ beton = 0,2 x 1 x 2400 = 480 kg/m'
- Berat aspal = t x b x BJ aspal = 0,1 x 1 x 2200 = 220 kg/m'
- Berat air hujan = t_h x b x BJ air = 0,05 x 1 x 1000 = 50 kg/m'
- Σ Beban Mati (q_D) = Berat sendiri pelat + Berat aspal + Berat air hujan
= 480 + 220 + 50 = 750 kg/m' = 7,50 kN/m'

Diasumsikan plat lantai menumpu pada dua sisi (arah ly) dan terletak bebas pada dua sisi yang lain (arah lx).

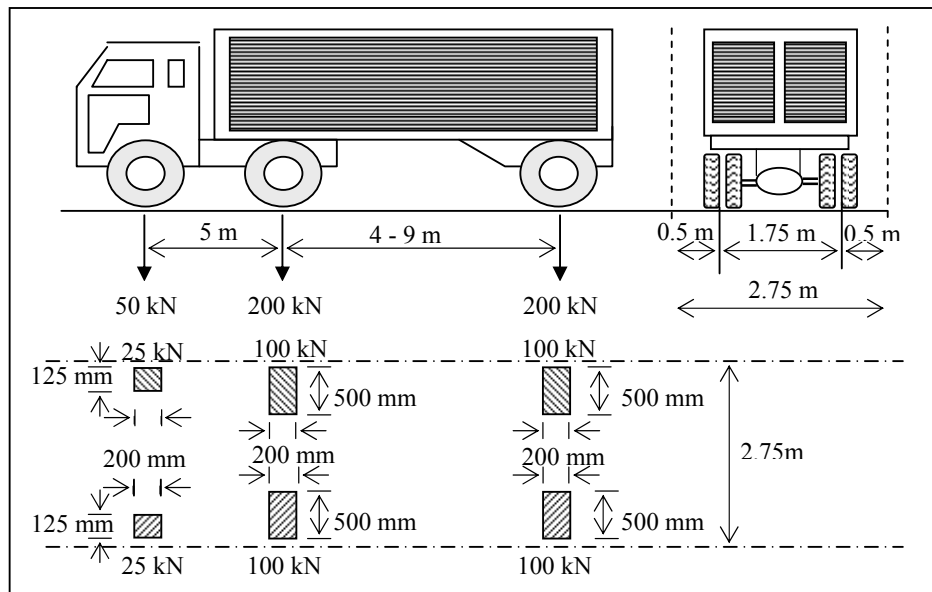


Gambar 5.7. Asumsi perletakan plat lantai jembatan

Menurut PBI ' 71 Tabel 13. 3.2 :

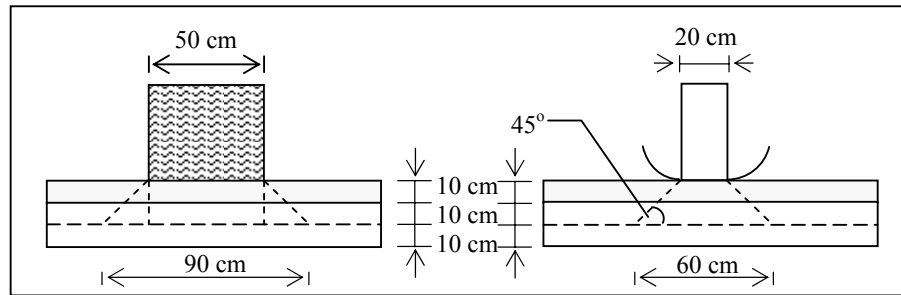
$$\begin{aligned}
 M_{lx} &= 0,063 \times q \times (lx)^2 & M_{lx} &= 0,063 \times 7,5 \times 1,85^2 = 1,617 \text{ kNm} \\
 M_{tx} &= -0,063 \times q \times (lx)^2 & M_{tx} &= -0,063 \times 7,5 \times 1,85^2 = -1,617 \text{ kNm} \\
 M_{ly} &= 0,013 \times q \times (lx)^2 & M_{ly} &= 0,013 \times 7,5 \times 1,85^2 = 0,334 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.3.3.2. Beban Akibat Muatan "T" pada Lantai Kendaraan



Gambar 5.8. Muatan T

Beban roda	: $T = 100 \text{ kN}$
Bidang roda	: $b_x = 50 + 2(10 + 10) = 90 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}$
	$b_y = 20 + 2(10 + 10) = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$
Bidang kontak	: $b_{xy} = 0,6 \times 0,9 = 0,540 \text{ m}^2$
Muatan T disebarakan	: $T = 100 / 0,540 = 185,185 \text{ kN/m}^2$



Gambar 5.9. Penyebaran muatan T pada lantai

Digunakan tabel *Bittner* (dari DR. Ernst Bitnner), dengan ;

$$l_x = 1,85$$

$$l_y = \infty \text{ (karena tidak menumpu pada gelagar melintang)}$$

dan setelah di interpolasi, hasilnya sebagai berikut :

- Momen pada saat 1 (satu) roda berada pada tengah-tengah plat

$$\left. \begin{array}{l} t_x = 90 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_x / l_x = 0,486 \longrightarrow f_{xm} = 0,1477$$

$$\left. \begin{array}{l} t_y = 60 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_y / l_x = 0,324 \longrightarrow f_{ym} = 0,0927$$

$$M_{xm} = 0,1477 \times 185,185 \times 0,6 \times 0,9 = 14,77 \text{ kNm}$$

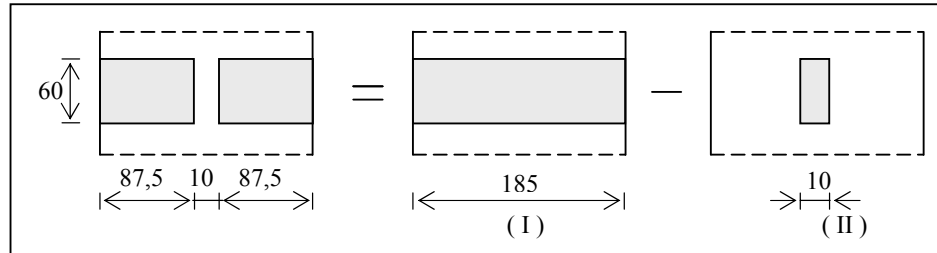
$$M_{ym} = 0,0927 \times 185,185 \times 0,6 \times 0,9 = 9,27 \text{ kNm}$$

Momen total (beban mati + muatan T)

$$\text{Arah - x : } M_{xm} = 1,617 + 14,77 = 16,387 \text{ kNm}$$

$$\text{Arah - y : } M_{ym} = 0,334 + 9,27 = 9,604 \text{ kNm}$$

- Momen pada saat 2 (dua) roda berdekatan dengan jarak antara as keas minimum = 1,00 meter. Luas bidang kontak dapat di hitung atas 2 bagian (I & II) sebagai berikut :



Gambar 5.10. Bidang kontak dihitung atas 2 bagian

Bagian - I :

$$\left. \begin{array}{l} t_x = 185 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_x / l_x = 1 \quad \longrightarrow \quad f_{xm} = 0,0910$$

$$\left. \begin{array}{l} t_y = 60 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_y / l_x = 0,324 \quad \longrightarrow \quad f_{ym} = 0,0608$$

$$M_{xm} = 0,0910 \times 185,185 \times 0,6 \times 1,85 = 18,705 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 0,0608 \times 185,185 \times 0,6 \times 1,85 = 12,497 \text{ kNm}$$

Bagian - II :

$$\left. \begin{array}{l} t_x = 10 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_x / l_x = 0,054 \quad \longrightarrow \quad f_{xm} = 0,2539$$

$$\left. \begin{array}{l} t_y = 60 \\ l_x = 185 \end{array} \right\} t_y / l_x = 0,324 \quad \longrightarrow \quad f_{ym} = 0,1161$$

$$M_{xm} = 0,2539 \times 185,185 \times 0,6 \times 0,1 = 2,8211 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 0,1161 \times 185,185 \times 0,6 \times 0,1 = 1,29 \text{ kNm}$$

$$\text{Jadi : } M_{xm} = I - II = 15,884 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = I - II = 11,207 \text{ kNm}$$

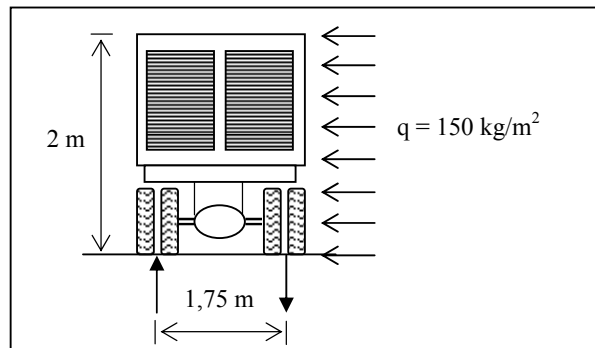
Momen total (beban mati + muatan T)

$$M_{xm} = 1,617 + 15,884 = 17,501 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 0,334 + 11,207 = 11,541 \text{ kNm}$$

- Akibat beban sementara

Beban sementara adalah beban angin yang bekerja pada kendaraan sebesar $q = 150 \text{ kg/m}^2$ pada arah horizontal setinggi 2 (dua) meter dari lantai



Gambar 5.11. Tinjauan terhadap beban angin

$$\text{Reaksi pada roda} = (2 \times 4 \times 1 \times 150) / 1,75 = 685,71 \text{ kg} = 6,857 \text{ kN}$$

$$\text{Sehingga beban roda, } T = 100 + 6,857 = 106,857 \text{ kN}$$

$$\text{Beban } T \text{ disebar} = 106,857 : (0,6 \times 0,9) = 197,9 \text{ kN}$$

Di tinjau akibat beban 1 (satu) roda (yang menentukan) pada tengah-tengah plat.

$$M_{xm} = 0,1477 \times 197,9 \times 0,6 \times 0,9 = 15,784 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 0,0927 \times 197,9 \times 0,6 \times 0,9 = 9,906 \text{ kNm}$$

Momen total (beban mati + beban sementara) ;

$$M_{xm} = 1,617 + 15,784 = 17,401 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 0,334 + 9,906 = 10,24 \text{ kNm}$$

- Momen desain di pakai momen yang terbesar

$$M_{xm} = 17,501 \text{ kNm}$$

$$M_{ym} = 11,541 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -1,617 \text{ kNm}$$

5.3.3.3. Penulangan Plat Lantai

1. Penulangan lapangan arah x

$$M_{xm} = 17,501 \text{ kNm}$$

$$M_u = M / \phi$$

$$M_u = 17,501 / 0,8 = 21,876 \text{ kNm}$$

Direncanakan tulangan Ø 12

$$d_x = h - p - 0,5 \text{ Ø} = 200 - 40 - 0,5 \times 12 = 154 \text{ mm}$$

$$M / b d^2 = 21,876 / (1 \times 0,154^2) = 922,415 \text{ kN / m}^2 = 922,415 \cdot 10^{-3} \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{M}{b x d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$922,415 \text{ E-03} = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

$$\rho = 0,0049$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d \times 10^6 = 0,0058 \times 1 \times 0,154 \times 10^6 = 893,2 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan Ø 12 – 125, A_s terpasang $905 \text{ mm}^2 > 893,2 \text{ mm}^2$

2. Penulangan lapangan arah y

$$M_{ym} = 11,541 \text{ kNm}$$

$$M_u = M / \phi$$

$$M_u = 11,541 / 0,8 = 14,426$$

Direncanakan tulangan Ø 12

$$d_y = h - p - 0,5 \text{ Ø}_y - \text{Ø}_x = 200 - 40 - 6 - 12 = 142 \text{ mm}$$

$$M / b d^2 = 14,426 / (1 \times 0,142^2) = 715,433 \text{ kN / m}^2 = 715,433 \cdot 10^{-3} \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{M}{b x d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$715,433 \text{ E-03} = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

Dari perhitungan didapat :

$$\rho = 0,0038$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d \times 10^6 = 0,0058 \times 1 \times 0,142 \times 10^6 = 832,6 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan **Ø 12 – 125**

$$A_s \text{ terpasang } 905 \text{ mm}^2 > 832,6 \text{ mm}^2$$

3. Penulangan tumpuan

Dari PBI ‘ 71 pasal 8. 5. (2) “ ...tulangan momen negatif paling sedikit 1/3 (sepertiga) dari tulangan tarik total yang diperlukan di atas tumpuan... “

$$\begin{aligned} M_{tx} \text{ total} &= 1,617 + (1/3 \times 17,501) \\ &= 1,617 + 5,833 = 7,45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = M / \phi$$

$$M_u = 7,45 / 0,8 = 9,3125 \text{ kNm}$$

$$M / b d^2 = 9,3125 / (1 \times 0,154^2) = 392,667 \text{ kN} / \text{m}^2 = 392,667 \cdot 10^{-3} \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{M}{b d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$392,667 \text{ E-03} = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

Dari perhitungan didapat :

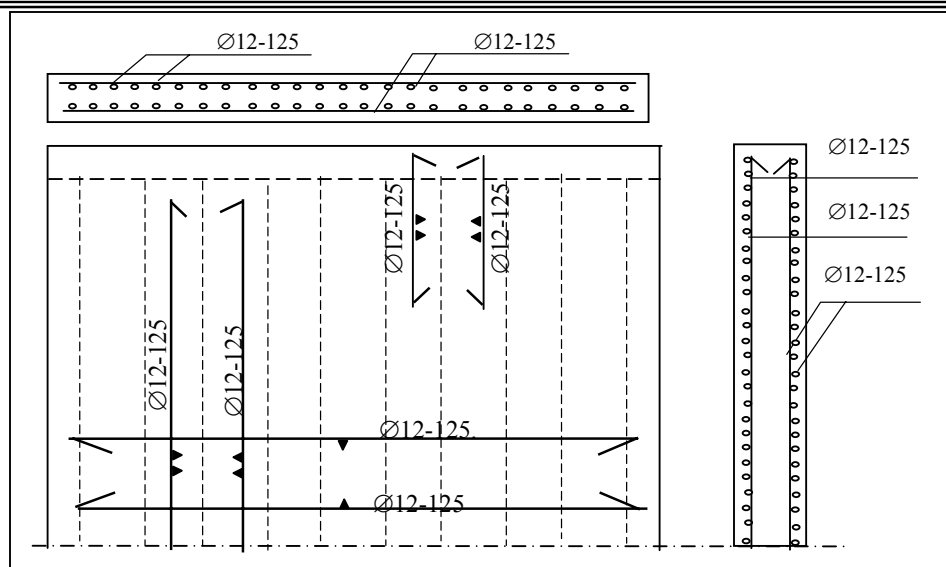
$$\rho = 0,002$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min} , \text{ dipakai } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d \times 10^6 = 0,0058 \times 1 \times 0,154 \times 10^6 = 893,2 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan **Ø 12 – 125**

$$A_s \text{ terpasang } 905 \text{ mm}^2 > 893,2 \text{ mm}^2$$



Gambar 5.12. Penulangan plat lantai kendaraan

5.3.4. Diafragma

Diafragma adalah elemen struktural pada jembatan dengan gelagar prategang berupa sebuah balok yang berfungsi sebagai pengaku. Dalam pembebanannya, diafragma ini tidak menahan beban luar apapun kecuali berat sendiri balok diafragma tersebut.

Direncanakan :

Tinggi balok (h) = 1075 mm

Mutu beton = K-350 ($f'c = 35$ Mpa)

Berat jenis beton (BJ) = 2400 kg/m^3

Tebal balok (t) = 200 mm

Tebal penutup beton = 40 mm

ϕ tulangan = 16 mm

ϕ sengkang = 8 mm

tinggi efektif (d) = $h - p - \phi \text{ sengkang} - 0.5 \phi \text{ tulangan}$
 $= 1075 - 40 - 8 - 0,5 \times 16 = 1019 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 qd &= 1,2 \times 0,2 \times 1,019 \times 2400 \\
 &= 586,944 \text{ kg/m} = 5,87 \text{ kN / m}
 \end{aligned}$$

Tulangan Utama ;

$$M = 1/8 (q \times l^2) = 1/8 (5,87 \times 1,85^2) = 2,511 \text{ kNm}$$

$$M_u = M / \phi$$

$$M_u = 2,511 / 0,8 = 3,138 \text{ kNm}$$

$$M_u / bd^2 = 3,138 / (0,2 \times 1,019^2) = 15,110 \text{ kN / m}^2 = 15,110 \cdot 10^{-3} \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right]$$

$$15,110 \text{ E-03} = 192 \rho - 774,144 \rho^2$$

Dari perhitungan didapat :

$$\rho = 0,00007$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0564 \end{array} \right\} \rho < \rho_{\min}, \text{ maka dipakai } \rho_{\min}$$

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

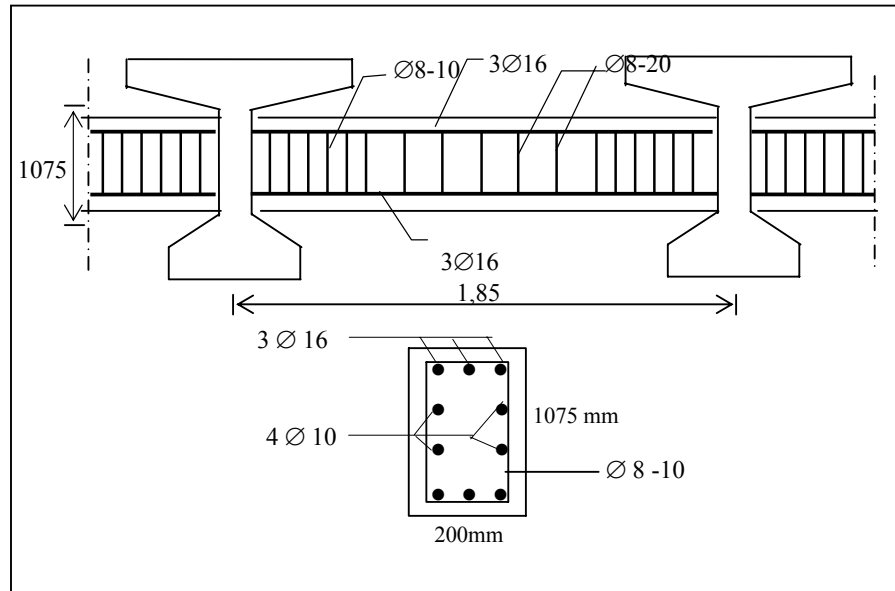
$$= 0,0058 \times 0,2 \times 1,019 \times 10^6 = 1182,04 \text{ mm}^2$$

dipilih tulangan **6 ϕ 16** , $A_s = 1206 \text{ mm}^2 > 1182,04 \text{ mm}^2$

Tulangan pembagi = 0,2 x As tul. Utama

$$= 0,2 \times 1206 = 241,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **4 ϕ 10** ($A_s = 314 \text{ mm}^2 > 241,2 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.13. Penulangan diafragma

5.3.5. BALOK PRATEKAN

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

Direncanakan ;

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

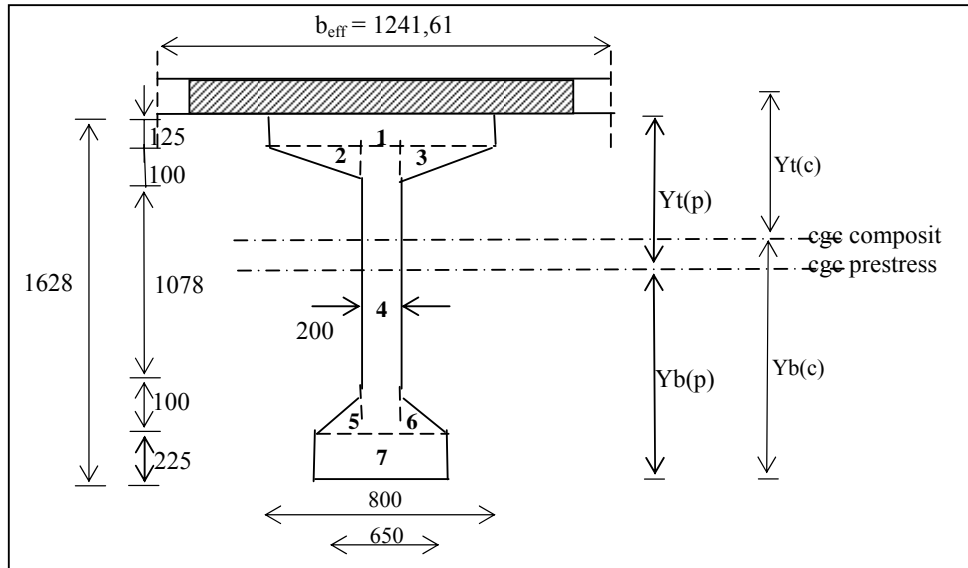
Berat jenis beton (BJ) = 2400 kg/m^3

Mutu baja (f_y) = BJTD 40 ($f_y = 400$ Mpa)

Type kabel prategang = Uncoated Seven-wire Stress-relieved
High Grade Low Relaxation ASTM A-416

Pengangkuran = Sistem Freyssinet

5.3.5.1 Pendimensian Dan Analisa Penampang Balok



Gambar 5.14. Gelagar Prategang

Keterangan :

- Tinggi balok diambil $(1/17,5 \times L) - t$ pelat $= (0,057 \times 32000) - 20 = 1628$ mm
- Lebar flens $= 4 \times t$ badan $= 4 \times 200 = 800$ mm
- Lebar efektif pelat diambil terkecil yaitu jarak antar dua balok
- Lebar flens bawah diambil 650 mm, direncanakan menggunakan tiga tendon

5.3.5.1.1. Momen Inersia Gelagar Prategang

No	A (mm ²)	Y (mm)	A.Y(mm ³)	I (mm ⁴)	A . (Y-Yb(p)) ²	Ix (mm ⁴)
1	100000	1537,50	153750000	130208333,3	56352552394,39	56482760727,73
2	15000	1441,67	21625050	8333333,333	6432428583,34	6440761916,68
3	15000	1441,67	21625050	8333333,333	6432428583,34	6440761916,68
4	215600	850,00	173260000	32552083333	998034602,16	33550117935,49
5	11250	258,33	2906212,5	6250000	3142064176,69	3148314176,69
6	11250	258,33	2906212,5	6250000	3142064176,69	3148314176,69
7	146250	112,50	16453125	616992187,5	66500301427,48	67117293614,98
	514350		396810738			173597324464,93

Tabel 5.1. Perhitungan Ix Balok Prategang

- Penentuan cgc balok prategang

$$Yb(p) = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A = 396810738 / 514350 = 771,48 \text{ mm}$$

$$Yt(p) = 1600 - 771,48 = 828,52 \text{ mm}$$

5.3.5.1.2. Gelagar Komposit

Direncanakan :

- Mutu beton gelagar prategang : $f'c = 50 \text{ Mpa}$
- Mutu beton pelat lantai : $f'c = 22,5 \text{ Mpa}$
- Modulus elastisitas beton : $(E) = 4730 \sqrt{f'c}$
 $E_{\text{plat}} = 4730 \sqrt{22,5}$
 $E_{\text{balok}} = 4730 \sqrt{50}$
- Angka ekuivalen (n) = $E_{\text{balok}} / E_{\text{plat}}$
 $= 4730 \sqrt{50} / 4730 \sqrt{22,5} = 1.49$
- Luas plat lantai = $185 \times 20 = 3700 \text{ cm}^2$
- Luas plat lantai ekuivalen dengan luas beton precast
 $A_{\text{eki}} = A_{\text{plat}} / n = 3700 / 1,49 = 2483,22 \text{ cm}^2$
- $b_{\text{eff}} = A_{\text{eki}} / t_{\text{plat}} = 2483,22 / 20 = 124,161 \text{ cm} = 1241,61 \text{ mm}$
- $b_{\text{eff maximum}} = 1850 \text{ mm}$ (jarak bersih antar balok)

No	A (mm ²)	Y (mm)	A.Y(mm ³)	I (mm ⁴)	A . (Y-Yb(c)) ²	Ix (mm ⁴)
Ptg	514350	771,4	454161750	1,73597*10 ¹¹	44676540680	2,182735*10 ¹¹
Plt	248322	1700	422147400	827740000	105928900000	1,06757*10 ¹¹
	762672		876309150			3,250302*10 ¹¹

Tabel 5.2. Perhitungan Ix Balok Komposit

- Penentuan cgc balok komposit

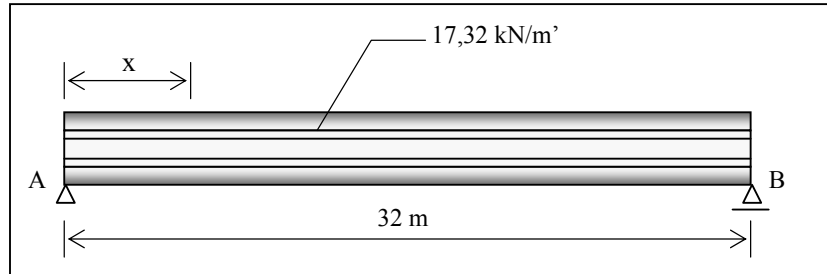
$$Yb(c) = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A = 876309150 / 837072 = 1046,87 \text{ mm}$$

$$Yt(c) = 1800 - 1046,87 = 753,125 \text{ mm}$$

5.3.5.2. Pembebanan Balok Prategang

➤ Beban Mati

1. Berat sendiri balok (q_{D1})



Gambar 5.15. Pembebanan akibat berat sendiri balok

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

$$= 0,5887 \times 2400 = 1444,08 \text{ kg/m}^3 = 14,44 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{UD1} = K_{MS} \times q_{D1}$$

$$= 1,2 \times 14,44 \text{ kN/m}^3 = 17,32 \text{ kN/m}^3$$

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma M_B = 0$$

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

$$32 \times R_A - 0,5 \times 17,32 \times 32^2 = 0$$

$$R_A = 277,12 \text{ kN}$$

Momen pada jarak x dari A :

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

$$M_x = 277,12 \cdot x - 8,66 \cdot x^2$$

$$M_0 = 0 \quad \text{kNm}$$

$$M_2 = 519,6 \quad \text{kNm}$$

$$M_4 = 969,92 \quad \text{kNm}$$

$$M_6 = 1350,96 \quad \text{kNm}$$

$$M_8 = 1662,72 \quad \text{kNm}$$

$$M_{10} = 1905,2 \quad \text{kNm}$$

$$M_{12} = 2078,4 \quad \text{kNm}$$

$$M_{14} = 2182,32 \quad \text{kNm}$$

$$M_{16} = 2216,96 \quad \text{kNm}$$

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

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

$$D_x = 277,12 - 17,32 \cdot x$$

$$D_0 = 277,12 \quad \text{kN}$$

$$D_2 = 242,48 \quad \text{kN}$$

$$D_4 = 207,84 \quad \text{kN}$$

$$D_6 = 173,2 \quad \text{kN}$$

$$D_8 = 138,56 \quad \text{kN}$$

$$D_{10} = 103,92 \quad \text{kN}$$

$$D_{12} = 69,28 \quad \text{kN}$$

$$D_{14} = 34,64 \quad \text{kN}$$

$$D_{16} = 0 \quad \text{kN}$$

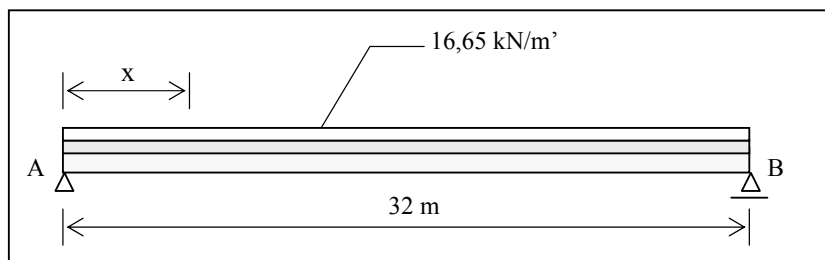
2. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan terdiri atas ;

- Berat Pelat Beton $q_{\text{plat}} = b \times h \times B_{\text{beton}}$
 $= 1,85 \times 0,2 \times 2400 = 888 \text{ kg/m}^3 = 8,88 \text{ kN/m}^3$
 - Berat Lapisan Aspal $q_{\text{aspal}} = b \times t \times B_{\text{aspal}}$
 $= 1,85 \times 0,1 \times 2200 = 407 \text{ kg/m}^3 = 4,070 \text{ kN/m}^3$
 - Berat air hujan $q_{\text{air}} = b \times t_h \times B_{\text{air}}$
 $= 1,85 \times 0,05 \times 1000 = 92,5 \text{ kg/m}^3 = 0,925 \text{ kN/m}^3$
- $q_{D2} = 13,875 \text{ kN/m}^3$

$$q_{UD1} = K_{MS} \times q_{D2}$$

$$= 1,2 \times 13,875 \text{ kN/m}^3 = 16,65 \text{ kN/m}^3$$



Gambar 5.16. Pembebanan akibat berat mati tambahan

Mencari reaksi tumpuan :

$$\sum M_B = 0$$

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

$$32 \times R_A - 0,5 \times 16,65 \times 32^2 = 0$$

$$R_A = 266,4 \text{ kN}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_X = R_A \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q_{UD1} \cdot x^2$$

$$M_X = 266,4 \cdot x - 8,325 \cdot x^2$$

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

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

$$D_x = 266,4 - 16,65 \cdot x$$

$M_0 = 0$	kNm	$D_0 = 266,4$	kN
$M_2 = 499,5$	kNm	$D_2 = 242,48$	kN
$M_4 = 932,4$	kNm	$D_4 = 207,84$	kN
$M_6 = 1298,7$	kNm	$D_6 = 173,2$	kN
$M_8 = 1598,4$	kNm	$D_8 = 138,56$	kN
$M_{10} = 1831,5$	kNm	$D_{10} = 103,92$	kN
$M_{12} = 1998$	kNm	$D_{12} = 69,28$	kN
$M_{14} = 2097,9$	kNm	$D_{14} = 34,64$	kN
$M_{16} = 2131,2$	kNm	$D_{16} = 0$	kN

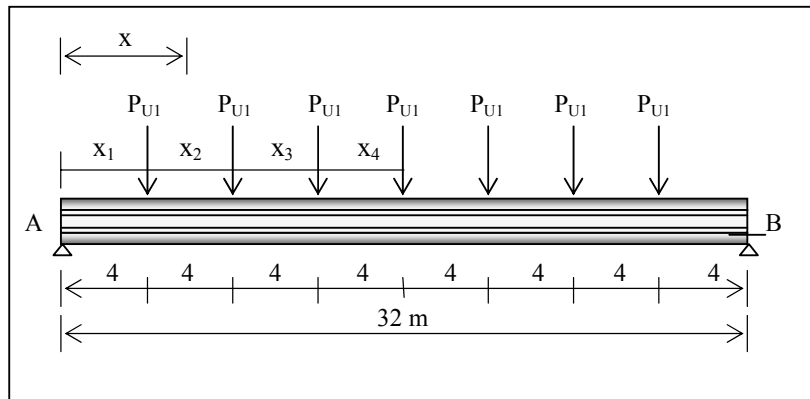
3. Beban terpusat balok diafragma

$$P_1 = b \times h \times L \times B_{\text{beton}}$$

$$= 1.85 \times 1.075 \times 0.2 \times 2400 = 954,6 \text{ kg} = 9,55 \text{ kN}$$

$$P_{U1} = 1,2 \times P_1$$

$$= 1,2 \times 9,55 = 11,46 \text{ kN}$$



Gambar 5.17. Pembebanan akibit diafragma

Mencari reaksi tumpuan :

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

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

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

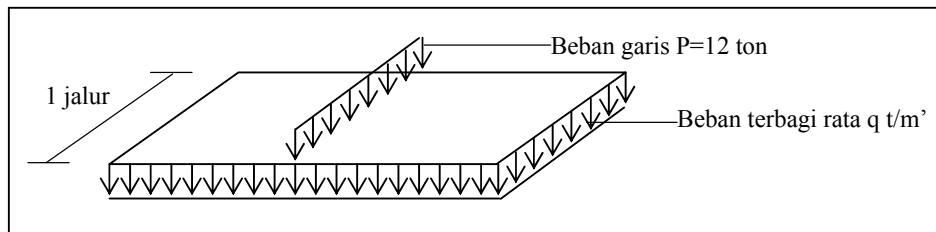
$$R_A = \Sigma P_{U1} / 2 = (7 \times 11,46) / 2 = 40,11 \text{ kN}$$

Momen pada jarak x dari A :

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$M_0 = 0$	kNm	$D_0 = 40.11$	kN
$M_2 = 80.22$	kNm	$D_2 = 40.11$	kN
$M_4 = 160.44$	kNm	$D_4 = 40.11/28,65$	kN
$M_6 = 217.74$	kNm	$D_6 = 28,65$	kN
$M_8 = 275.04$	kNm	$D_8 = 28,65/17,19$	kN
$M_{10} = 309.42$	kNm	$D_{10} = 17,19$	kN
$M_{12} = 343,8$	kNm	$D_{12} = 17,19/5,73$	kN
$M_{14} = 355,26$	kNm	$D_{14} = 5,73$	kN
$M_{16} = 366,72$	kNm	$D_{16} = 5,73/-5,73$	kN

➤ Beban hidup (Beban lajur D)



Gambar 5.18. Beban D

Beban lajur D terdiri dari ;

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

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

$$L = 32 \text{ m}$$

$$q = 2,2 - (1,1 / 60) \times (32 - 30) = 2,1633 \text{ t/m}^2$$

Untuk pias selebar (S) 1,85 m

$$q' = (q / 2,75) \times S$$

$$= (2,1633 / 2,75) \times 1,85 = 1,4553 \text{ ton/m} = 14,55 \text{ kN/m}^2$$

- Beban garis sebesar P per jalur

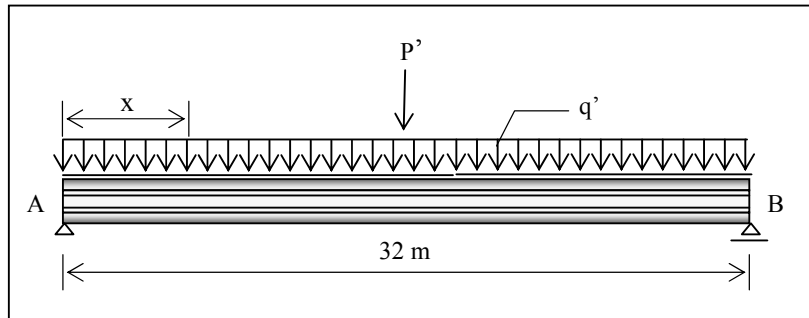
$$P = 12 \text{ ton}$$

$$\text{Koefisien Kejut } K = 1 + \frac{20}{(50 + L)} = 1 + \frac{20}{(50 + 32)} = 1,244$$

Untuk pias selebar (S) 1,85 m

$$P' = (P / 2,75) \times K$$

$$= (12 / 2,75) \times 1,244 \times 1,85 = 10,043 \text{ ton} = 100,43 \text{ kN}$$



Gambar 5.19. Pembebanan akibat beban D

Mencari reaksi tumpuan :

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

$$R_A + R_B - P_u - q_U \times L = 0$$

$$2 R_A = P_u + q_U \times L$$

$$R_A = (P_u + (q_U \times L)) / 2$$

$$= (100,43 + (14,55 \times 32)) / 2 = 283,015 \text{ kN}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_X = R_A \cdot x - 1/2 \cdot q' \cdot x^2$$

$$M_X = 283,015 \cdot x - 1/2 \cdot 14,55 \cdot x^2$$

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$$D_X = R_A - q' \cdot x$$

$$D_X = 283,015 - 14,55 \cdot x$$

$M_0 = 0$	kNm	$D_0 = 283,015$	kN
$M_2 = 536,93$	kNm	$D_2 = 253,915$	kN
$M_4 = 1015,66$	kNm	$D_4 = 224,815$	kN
$M_6 = 1436,19$	kNm	$D_6 = 195,715$	kN
$M_8 = 1798,52$	kNm	$D_8 = 166,615$	kN
$M_{10} = 2102,65$	kNm	$D_{10} = 137,515$	kN
$M_{12} = 2348,58$	kNm	$D_{12} = 108,415$	kN
$M_{14} = 2536,31$	kNm	$D_{14} = 79,315$	kN
$M_{16} = 2665,84$	kNm	$D_{16} = 50,215$	kN

➤ Beban Sekunder pada Balok Prategang

Akibat rem dan traksi

Muatan D untuk pias 1,85 m

$$P = (12 / 2,75) \times 1,85 = 8,073 \text{ ton}$$

$$P = (2,1633 / 2,75) \times 1,85 \times 32 = \underline{46,57 \text{ ton}}$$

$$\text{Total Muatan D} = 54,643 \text{ ton}$$

$$= 546,43 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya rem} = 5\% \times \text{Total Muatan D}$$

$$= 5\% \times 546,43 \text{ kN} = 27,3215 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal aspal} = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Plat} = 0,2 \text{ m}$$

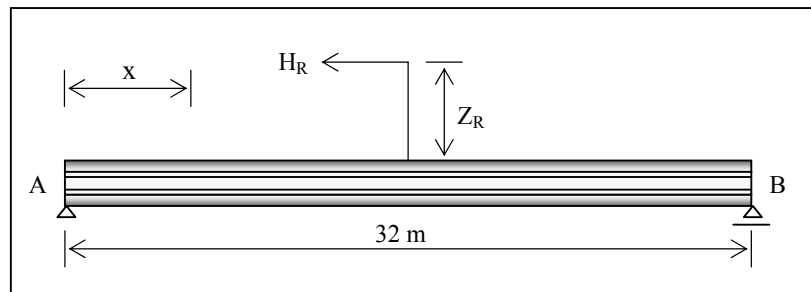
$$\text{Jarak garis netral } Y_t(p) = 0,8886$$

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

$$H_R = 1,6 \times 27,3215 = 43,7144 \text{ kN}$$

$$Z_R = Y_t(p) + h (\text{ pelat \& aspal }) + 1,80$$

$$= 0,889 + 0,2 + 0,1 + 1,8 = 2,989 \text{ m}$$



Gambar 5.20. Pembebanan akibat rem dan traksi

Mencari reaksi tumpuan :

$$\Sigma M_B = 0$$

$$(R_A \times L) - (H_R \times Z_R) = 0$$

$$(R_A \times 32) - (43,7144 \times 2,989) = 0$$

$$R_A = 4,083 \text{ kN}$$

Momen pada jarak x dari A :

$$M_X = R_A \cdot x$$

$$M_X = 4,083 \cdot x$$

M_0	= 0	kNm
M_2	= 8,166	kNm
M_4	= 16,332	kNm
M_6	= 24,498	kNm
M_8	= 32,664	kNm
M_{10}	= 40,83	kNm
M_{12}	= 48,996	kNm
M_{14}	= 57,162	kNm
M_{16}	= 65,328	kNm

Gaya Lintang pada jarak x dari A :

$$D_X = R_A$$

$$D_X = 4,083$$

D_0	= 4,083	kN
D_2	= 4,083	kN
D_4	= 4,083	kN
D_6	= 4,083	kN
D_8	= 4,083	kN
D_{10}	= 4,083	kN
D_{12}	= 4,083	kN
D_{14}	= 4,083	kN
D_{16}	= 4,083	kN

5.3.5.3. Rekapitulasi Momen dan Gaya Lintang

1. Rekapitulasi Momen (kNm)

Bentang (m)	Berat Sendiri	Beban Tambahan	Beban Diafragma	Beban Hidup D	Rem & Traksi	Total
0	0	0	40.11	0	0	0
2	519,6	499,5	40.11	536,93	8,166	1564,196
4	969,92	932,4	40,11/28,65	1015,66	16,33	3094,75
6	1350,96	1298,7	28,65	1436,19	24,498	4328,088
8	1662,72	1598,4	28,65/17,19	1798,52	32,664	5367,344
10	1905,2	1831,5	17,19	2102,65	40,83	6189,6
12	2078,4	1998	17,19/5,73	2348,58	48,996	6817,776
14	2182,32	2097,9	5,73	2536,31	57,162	7228,952
16	2216,96	2131,2	5,73/-5,73	2665,84	65,328	7446,048

Tabel 5.3 Rekapitulasi Momen

1. Rekapitulasi Gaya Lintang (kN)

Bentang (m)	Berat Sendiri	Beban Tambahan	Beban Diafragma	Beban Hidup D	Rem & Traksi	Total
0	277,12	266,4	40.11	283,015	4,083	830,618
2	242,48	242,48	40.11	253,915	4,083	742,958
4	207,84	207,84	28,65	224,815	4,083	673,228
6	173,2	173,2	28,65	195,715	4,083	574,848
8	138,56	138,56	17,19	137,615	4,083	436,008
10	103,92	103,92	17,19	166,515	4,083	395,628
12	69,28	69,28	5,73	108,415	4,083	256,788
14	34,64	34,64	5,73	79,315	4,083	158,408
16	0	0	-5,73	50,215	4,083	48,568

Tabel 5.4 Rekapitulasi Gaya Lintang

5.3.5.4. Analisa Gaya Pratekan

- Direncanakan :

Mutu beton gelagar prategang : $f'c = 50 \text{ Mpa}$

Titik berat penampang : $Yb(p) = 771,48 \text{ mm}$ $Yb(c) = 1046,87 \text{ mm}$

$Yt(p) = 828,52 \text{ mm}$ $Yt(c) = 753,125 \text{ mm}$

Luas penampang : $A(p) = 514350 \text{ mm}^2$

$A(c) = 837072 \text{ mm}^2$

Momen inersia : $I_x(p) = 1,73597 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$

$I_x(c) = 3,250302 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$

Statis Momen : $S_b(p) = I_x(p) / Y_b = 1,73597 \cdot 10^{11} / 771,48$

$= 2,2502 \times 10^8 \text{ mm}^3$

$S_t(p) = I_x(p) / Y_t = 1,73597 \cdot 10^{11} / 828,52$

$= 2,0953 \times 10^8 \text{ mm}^3$

$S_b(c) = I_x(c) / Y_b = 3,250302 \cdot 10^{11} / 1046,87$

$= 3,1048 \times 10^8 \text{ mm}^3$

$S_t(c) = I_x(c) / Y_t = 3,250302 \cdot 10^{11} / 753,125$

$= 4,3158 \times 10^8 \text{ mm}^3$

- Tegangan batas beton berdasarkan peraturan ACI

$f'c = 50 \text{ MPa}$

$f'ci = \text{tegangan beton pada umur 14 hari} = 40 \text{ Mpa}$

- Tegangan – tegangan ijin

Kondisi awal :

$f_{ti} = 0,5 \cdot \sqrt{f'ci} = 0,5 \cdot \sqrt{40} = 3,16 \text{ Mpa}$

$f_{ci} = 0,6 \cdot f'ci = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ Mpa}$

Kondisi akhir :

$f_c = 0,45 f'c = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ Mpa}$

$f_t = 0,5 \sqrt{f'c} = 0,5 \sqrt{50} = 3,535 \text{ Mpa}$

M maks : MDg = 2216,96 kNm = 2216,96 x 10⁶ Nmm (akibat berat sendiri glgr)

MDplt = 2131,2 kNm = 2131,2 x 10⁶ Nmm (akibat beban mati tmbh)

ML = 2665,84 kNm = 2665,84 x 10⁶ Nmm (akibat beban hidup)

Diasumsikan kehilangan tegangan 15 % : R = 100 % – 15 % = 85 % = 0,85

- Tegangan penampang dihitung berdasarkan 4 kasus :

Kasus	Kondisi	Teg ijin pada serat atas	Teg ijin pada serat bawah
Kasus I	Awal	fti = -3,16 MPa	fci = 24 MPa
Kasus II	Akhir	fc = 22,5 MPa	ft = -3,535 MPa
Kasus III	Awal	fc = 22,5 MPa	fci = 24 MPa
Kasus IV	Akhir	fti = -3,16 MPa	ft = -3,535 MPa

Tabel 5.5 Tegangan Ijin Penampang Yang Terjadi

- Kondisi Awal :

Serat Atas :

$$\frac{T_i}{A_p} - \frac{T_i * e}{S_{tp}} + \frac{MDg}{S_{tp}} = -fti$$

$$\frac{T_i}{514350} - \frac{T_i * e}{2,0953 \times 10^8} + \frac{2216,96 * 10^6}{2,0953 \times 10^8} = -3,16$$

$$1,944 * 10^{-6} T_i - 4,77 * 10^{-9} * T_i * e = -13,740 \dots \dots \dots (1)$$

Serat bawah :

$$\frac{T_i}{A_p} + \frac{T_i * e}{S_{bp}} - \frac{MDg}{S_{bp}} = fci$$

$$\frac{T_i}{514350} + \frac{T_i * e}{2,2502 \times 10^8} - \frac{2216,96 * 10^6}{2,2502 \times 10^8} = 24$$

$$1,944 * 10^{-6} T_i + 4,44 * 10^{-9} T_i * e = 33,85 \dots \dots \dots (2)$$

- Kondisi Akhir :

Serat Atas

$$R \left(\frac{T_i}{A_p} - \frac{T_i * e}{S_{tp}} \right) + \frac{MDg + M_{plt}}{S_{tp}} + \frac{ML}{S_{tc}} = f_c$$

$$0,8 \left(\frac{T_i}{514350} - \frac{T_i * e}{2,0953 \times 10^8} \right) + \frac{2216,96 \times 10^6 + 2131,2 \times 10^6}{2,0953 \times 10^8} + \frac{2665,84 \times 10^6}{4,3158 \times 10^8} = 22,5$$

$$1,555 * 10^{-6} T_i - 3,818 * 10^{-9} T_i * e = -4,42 \dots \dots \dots (3)$$

Serat Bawah

$$R \left(\frac{T_i}{A_p} + \frac{T_i * e}{S_{bp}} \right) - \frac{MDg + M_{plt}}{S_{bp}} - \frac{ML}{S_{bc}} = -f_t$$

$$0,8 \left(\frac{T_i}{514350} + \frac{T_i * e}{2,2502 \times 10^8} \right) - \frac{2216,96 \times 10^6 + 2131,2 \times 10^6}{2,2502 \times 10^8} - \frac{2665,84 \times 10^6}{3,1048 \times 10^8} = -3,535$$

$$1,555 * 10^{-6} T_i + 3,555 * 10^{-9} T_i * e = 24,374 \dots \dots \dots (4)$$

➤ Kasus I

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh :

$$1,944 * 10^{-6} T_i - 4,77 * 10^{-9} * 10^{-9} T_i * e = -13,740$$

$$1,944 * 10^{-6} T_i + 4,44 * 10^{-9} T_i * e = 33,85 -$$

$$-9,21 * 10^{-9} T_i * e = -47,59$$

$$T_i * e = 5,516 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$1,944 * 10^{-6} T_i - 4,77 * 10^{-9} * 10^{-9} T_i * e = -13,740$$

$$T_i = 7403604,24 \text{ N}$$

$$e = 745,04 \text{ mm}$$

➤ Kasus II

Dari persamaan (3) dan(4) diperoleh :

$$1,555*10^{-6}Ti - 3,818*10^{-9} Ti*e = -4,42$$

$$\underline{1,555*10^{-6} Ti + 3,555*10^{-9} Ti*e = 24,374-}$$

$$-7,373*10^{-9} Ti*e = -8,794$$

$$Ti*e = 3,905*10^9 \text{ Nmm}$$

$$1,555*10^{-6}Ti - 3,818*10^{-9} Ti*e = -4,42$$

$$Ti = 7725000,68 \text{ N}$$

$$e = 505,50 \text{ mm}$$

➤ Kasus III

Dari persamaan (2) dan (3) diperoleh :

$$1,944 * 10^{-6} Ti + 4,44*10^{-9} Ti*e = 33,85$$

$$\underline{1,555*10^{-6}Ti - 3,818*10^{-9} Ti*e = -4,42 \times 1,25}$$

$$1,944 * 10^{-6} Ti + 4,44*10^{-9} Ti*e = 33,85$$

$$\underline{1,944 * 10^{-6} Ti - 4,412*10^{-9} Ti*e = -5,525 -}$$

$$8,825*10^{-9} Ti*e = 28,325$$

$$Ti*e = 3,2096 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$1,944 * 10^{-6} Ti + 4,44*10^{-9} Ti*e = 33,85$$

$$Ti = 11542541,3 \text{ N}$$

$$e = 278,06 \text{ mm}$$

➤ Kasus IV

Dari persamaan (1) dan(4) diperoleh :

$$1,944 * 10^{-6} Ti - 4,77*10^{-9}* 10^{-9} Ti*e = -13,740$$

$$\underline{1,555*10^{-6} Ti + 3,555*10^{-9} Ti*e = 24,374 \times 1,25}$$

$$1,944 * 10^{-6} Ti - 4,77*10^{-9}* 10^{-9} Ti*e = -13,740$$

$$\underline{1,944 * 10^{-6} Ti + 4,443*10^{-9} Ti*e = 30,467 -}$$

$$-9,21* 10^{-9} Ti*e = -44,207$$

$$T_i * e = 4,7998 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$1,944 * 10^{-6} T_i - 4,77 * 10^{-9} * 10^9 T_i * e = -13,740$$

$$T_i = 5391921,134 \text{ N}$$

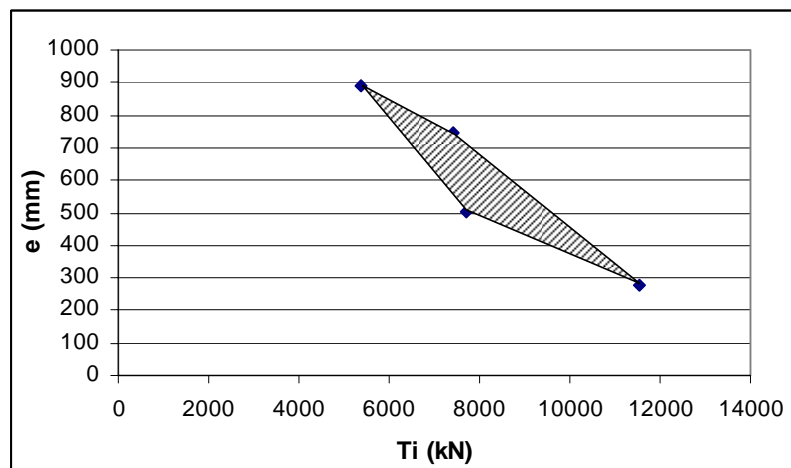
$$e = 890,183 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh :

Kasus	Ti (kN)	e (mm)
I	7403,60424	745,04
II	7725,00068	505,50
III	11542,5413	278,06
IV	5391,921134	890,183

Tabel 5.6 Perbandingan Ti dan e

Berdasarkan tabel tersebut, kita dapat menggambarkan daerah aman dengan memplot e sebagai fungsi Ti, setiap titik di daerah aman ini akan memberikan desain yang baik serta memenuhi persyaratan batas-batas tegangan ijin.



Gambar 5.22. Daerah aman Ti dan e

$$e_{\max} = y_b - \frac{1}{2} \varnothing_{\text{tendon}} - \varnothing_{\text{tul.begeI}} - \varnothing_{\text{tul.utama}} - \text{penutup}$$

$$= 111,4 - 6,35/2 - 0,6 - 1,4 - 4 = 102,225 \text{ cm} = 1022,25 \text{ mm}$$

Dipilih $T_i = 7000 \text{ kN}$ dengan $e = 700 \text{ mm} < e_{\max} = 1022,25 \text{ mm}$

5.3.5.5. Penentuan Jumlah Tendon.

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

Spesifikasi dari Freyssinet :

Diameter nominal : 12,7 mm

Luas nominal : 98,71 mm²

Minimal UTS : 184000 N (*Ultimate Tension Strangth*)

Modulus Elastisitas (E) : 195 KN/mm²

Tegangan putus (f_{pu}) : 184000 / 98,71 = 1864 MPa

$As = T_i / 0,7 f_{pu} = 6,15 \times 10^6 / 0,7 \cdot 1864 = 4713,366 \text{ mm}^2$

Jumlah strand = 4713,366 / 98,71 = 47,75 \Rightarrow 48 buah

Tipe ankur (T.Y. Lin , Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2 hal. 254)

7 K 5 jumlah tendon = 48 / 7 = 6,85 \Rightarrow 7 buah

12 K 5 = 48 / 12 = 4 \Rightarrow 4 buah

19 K 5 = 48 / 19 = 2,53 \Rightarrow 3 buah

Dipilih :

Tipe ankur : 19 K 5

Tipe dongkrak : K 200

Jumlah tendon : 3 buah

Jumlah strand : 48 buah

As terpasang : 48 x 98,71 = 4738,08 mm²

Diameter selongsong : 6,35 cm

Tegangan tendon (f_{si}) : $T_i / As = 6,15 \times 10^6 / 4738,08 = 1297,994 \text{ Mpa}$

Ti per tendon : $7 \times 10^6 / 3 = 2,333 \times 10^6 \text{ N}$

Checking lebar badan :

$$2 \times \text{penutup} + 2 \times \varnothing_{\text{tul.}} + 2 \times \varnothing_{\text{tul.begel}} + \varnothing_{\text{tendon.}}$$

$$(2 \times 4) + (2 \times 1,2) + (2 \times 0,6) + 6,35 \leq b$$

$$17,95 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

5.3.5.6. Penentuan Kehilangan Tegangan Sesungguhnya.

Harga R yang sesungguhnya dapat ditentukan sesuai dengan kehilangan tegangan yang sebenarnya. Tegangan-tegangan pada penampang tengah dihitung kembali serta dibandingkan dengan tegangan ijinnya.

Kehilangan tegangan pada konstruksi beton prategang dapat diakibatkan oleh :

1. *Elastic shortening of concrete* (perpendekan elastis beton)
2. *Creep in concrete* (rangkai beton)
3. *Shrinkage in concrete* (susut beton)
4. *Steel relaxation* (relaksasi baja)

5.3.5.6.1. Perpendekan Elastis Beton (*Elastic Shortening*)

Pada *postensioning*, untuk pemasangan tendon lebih dari satu kehilangan tegangan terbesar terjadi pada tendon yang diberi tegangan pertama, dan kehilangan ini akan menurun pada tendon-tendon yang diberi tegangan berikutnya. Pada tendon yang diberi tegangan terakhir, kehilangan tegangan sama dengan nol. Kehilangan tegangan rata-rata sama dengan 0,50 dari kehilangan tegangan yang terbesar.

$$ES = n \cdot F_o / A_p$$

direncanakan :

$$A_p = 588750 \text{ mm}^2$$

$$T_i = 7,5 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$m = 4 \text{ tendon}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{50} = 33234,018 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 195000 \text{ MPa}$$

$$n = E_s / E_c = 195000 / 33234,018 = 5,86$$

Tendon I :

$$F_o = 7,5 \cdot 10^6 \times (4 - 1) = 2,25 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$E_S = 2,25 \cdot 10^7 / 601750 = 37,39 \text{ Mpa}$$

Tendon II :

$$F_o = 7,5 \cdot 10^6 (3 - 1) = 15 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$E_S = 5,86 \times 15 \cdot 10^6 / 601750 = 24,97 \text{ Mpa}$$

Tendon III :

$$F_o = 7,5 \cdot 10^6 \times (2 - 1) = 7,5 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$E_S = 5,86 \times 7,5 \cdot 10^6 / 601750 = 12,46 \text{ Mpa}$$

Tendon IV :

$$F_o = 7,5 \cdot 10^6 \times (1 - 1) = 0$$

$$E_S = 5,86 \times 0 / 601750 = 0$$

Kehilangan tegangan rata-rata :

$$E_S \text{ rata - rata} = \frac{37,39 + 24,97 + 12,46 + 0}{4} = 18,70 \text{ Mpa}$$

Kehilangan tegangan **ES = 18,70 Mpa**

5.3.5.6.2. Rangkak Beton (Creep)

$$CR = K_{cr} \times n \times f_c$$

Notasi :

$$K_{cr} = \text{Koefisien rangkak}$$

$$= 1,6 \text{ untuk } \textit{postension}$$

$$f_c = T_i / A_c$$

$$= 7 \times 10^6 / 587750 = 11,88 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 5,86$$

$$CR = 1,6 \times 5,86 \times 11,88 = 111,38 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan **CR = 113,38 Mpa**

5.3.5.6.3. Susut Beton (*Shrinkage*)

$$SH = 550 \cdot 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times (1 - 0,06 V/S)$$

Notasi :

$$K_{sh} = 0,64 \text{ (Tabel 26-1 ACI)}$$

$$E_s = 195000 \text{ MPa}$$

V = volume gelagar dalam inch

S = luas permukaan gelagar dalam inch

RH = Angka kelembaban relatif = 80

$$\frac{V}{S} = \frac{6017,50 \times 3200}{(55 + 65 + 2 \times 22,5 + 2 \times 12,5 + 2 \times 107,5 + 2 \times 19,96 + 2 \times 25,54) \times 3200} = \frac{1,92 \cdot 10^7}{1,59 \cdot 10^6} = 11,36 \text{ cm} = 4,47 \text{ inch}$$

$$SH = 550 \cdot 10^{-6} \times 195000 \times 0,64 \times (1 - 0,06 \times 4,47) (1,5 - 0,015 \times 80) = 15,06 \text{ Mpa}$$

Kehilangan tegangan **SH = 15,06 Mpa**

5.3.5.6.4. Relaksasi Baja (*Relaxation*)

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

Notasi :

Untuk tipe *Uncoated Seven-wire Stress relieved for Prestressed Concrete Highgrade-Low Relaxation* ASTM – 416 didapat ;

$$K_{re} = 35 \text{ Mpa (Tabel 4-5 hal.88 Buku T.Y.Lin)}$$

$$J = 0,04$$

$$f_{pi} = 0,7 f_{pu} \rightarrow f_{pi} / f_{pu} = 0,7 \text{ dari tabel 26.3 ACI didapat ;}$$

$$C = 0,75$$

$$\begin{aligned} RE &= [35 - 0,04 \times (18,70 + 111,38 + 15,06)] \cdot 0,75 \\ &= 21,73 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kehilangan tegangan **RE = 21,73 Mpa**

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tegangan total H} &= ES + CR + SH + RE \\ &= 18,70 + 111,38 + 15,06 + 21,73 \\ &= 172,351 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Prosentase kehilangan tegangan :

$$\begin{aligned} E &= H / f_{si} \times 100 \% \\ &= (172,351 / 1297,994) \times 100\% \\ &= 13,27 \% \\ R &= 100 - 13,27 = 86,72 \% \\ &= 0,86 \end{aligned}$$

5.3.5.7. Kontrol Tegangan

Tegangan yang terjadi pada penampang ditinjau dari beberapa kondisi, antara lain :

1. Pada saat transfer tegangan (hanya memikul berat sendiri saja).
2. Setelah Pelat di cor (sudah terjadi kehilangan tegangan).
3. Setelah beban hidup bekerja.

Diketahui data –data gelagar ;

$$T_i = 7000 \text{ kN} = 7000000 \text{ N}, e = 700 \text{ mm}$$

$$Y_b(p) = 771,48 \text{ mm}$$

$$Y_b(c) = 1046,87 \text{ mm}$$

$$Y_t(p) = 828,52 \text{ mm}$$

$$Y_t(c) = 753,125 \text{ mm}$$

$$A(p) = 588750 \text{ mm}^2$$

$$A(c) = 837072 \text{ mm}^2$$

$$I_x(p) = 1,73597 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$I_x (c)$	$= 3,250302 * 10^{11} \text{ mm}^4$
$S_b (p)$	$= 2,2502 \times 10^8 \text{ mm}^3$
$S_t (p)$	$= 2,0953 \times 10^8 \text{ mm}^3$
$S_b (c)$	$= 3,1048 \times 10^8 \text{ mm}^3$
$S_t (c)$	$= 4,3158 \times 10^8 \text{ mm}^3$
MD_{glgr}	$= M \text{ akibat berat sendiri balok} = 2216,96 \text{ kNm} = 2216,96 \times 10^6 \text{ Nmm}$
MD_{plt}	$= M \text{ akibat beban tambahan} = 2131,2 \text{ kNm} = 2131,2 \times 10^6 \text{ Nmm}$
ML	$= M \text{ akibat beban hidup} = 2665,84 \text{ kNm} = 2665,84 \times 10^6 \text{ Nmm}$
MT_{tot}	$= M \text{ total maks} = 7446,048 \text{ kNm} = 7446,048 \times 10^6 \text{ Nmm}$

5.3.5.7.1. Gaya pratekan dan berat sendiri sesaat setelah transfer tegangan pratekan

$$\begin{aligned}
 f_{top} &= \frac{T_i}{A_p} - \frac{(T_i \cdot e) \cdot Y_{tp}}{I_x} + \frac{MD_g}{S_{tp}} \leq f_{ti} \\
 &= \frac{7000000}{514350} - \frac{(7000000 \times 700) \times 828,52}{1,73597 * 10^{11}} + \frac{2216,96 \times 10^6}{2,0953 * 10^8} \\
 &= 13,60 - 23,38 + 10,58 \\
 &= \mathbf{-0,809 \text{ Mpa} < -3,16 \text{ Mpa} \text{ (ok !)}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bottom} &= \frac{T_i}{A_p} + \frac{(T_i \cdot e) \cdot Y_{bp}}{I_x} - \frac{M D_g}{S_{bp}} \leq f_{ci} \\
 &= \frac{7000000}{514350} + \frac{(7000000 \times 700) \times 771,48}{1,73597 * 10^{11}} - \frac{2216,96 \times 10^6}{2,2502 * 10^8} \\
 &= 13,60 + 20,075 - 9,857 \\
 &= \mathbf{23,81 \text{ Mpa} < 24 \text{ Mpa} \text{ (ok !)}}
 \end{aligned}$$

5.3.5.7.2. Setelah kehilangan tegangan dan pelat dicor

$$\begin{aligned}
 f_{\text{top}} &= \frac{R \cdot T_i}{A_p} - \frac{R \cdot (T_i \cdot e) \cdot Y_{tp}}{I_x} + \frac{M_{Dg} + M_{Dplt}}{S_{tp}} \leq f_t \\
 &= \frac{0,86 \times 7000000}{514350} - \frac{0,86 \times (7000000 \times 700) \times 828,52}{1,73597 \times 10^{11}} \\
 &\quad + \frac{2131,2 \times 10^6 + 2216,96 \times 10^6}{2,0953 \times 10^8} \\
 &= 11,70 - 20,10 + 20,75 \\
 &= \mathbf{11,86 \text{ Mpa} < -3,535 \text{ Mpa ok !}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{bottom}} &= \frac{R \cdot T_i}{A_p} + \frac{R \cdot (T_i \cdot e) \cdot Y_{bp}}{I_x} - \frac{M_{Dg} + M_{Dplt}}{S_{bp}} \leq f_c \\
 &= \frac{0,86 \times 7000000}{514350} + \frac{0,86 \times (7000000 \times 700) \times 71,48}{1,73597 \times 10^{11}} \\
 &\quad - \frac{2216,96 \times 10^6 + 2131,2 \times 10^6}{2,2502 \times 10^8} \\
 &= 11,70 + 18,72 - 19,32 \\
 &= \mathbf{10,606 \text{ Mpa} < 22,5 \text{ Mpa (ok !)}}
 \end{aligned}$$

5.3.5.7.3. Setelah beban hidup bekerja pada balok komposit

$$\begin{aligned}
 f_{\text{top}} &= \frac{R \cdot T_i}{A_p} - \frac{R \cdot (T_i \cdot e) \cdot Y_{tp}}{I_x} + \frac{M_{Dg} + M_{Dplt}}{S_{tp}} + \frac{M_L}{S_{tc}} \leq f_c \\
 &= \frac{0,86 \times 7000000}{514350} - \frac{0,86 \times (7000000 \times 700) \times 727,8}{1,73597 \times 10^{11}} \\
 &\quad + \frac{2216,96 \times 10^6 + 2131,2 \times 10^6}{2,0953 \times 10^8} + \frac{2665,84 \times 10^6}{4,3158 \times 10^8} \\
 &= 11,70 - 20,10 + 20,75 + 6,17 \\
 &= \mathbf{18,52 \text{ Mpa} < 22,5 \text{ Mpa (ok !)}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{bottom}} &= \frac{R \cdot T_i}{A_p} + \frac{R \cdot (T_i \cdot e) \cdot Y_{bp}}{I_x} - \frac{M_{Dg} + M_{plt}}{S_{bp}} - \frac{ML}{S_{bc}} \leq f_p \\
 &= \frac{0,86 \times 7000000}{514350} + \frac{0,86 \times (7000000 \times 700) \times 872,2}{1,73597 \times 10^{11}} \\
 &\quad - \frac{2216,96 \times 10^6 + 2131,2 \times 10^6}{2,2502 \times 10^8} - \frac{2665,84 \times 10^6}{3,1048 \times 10^8} \\
 &= 11,70 + 18,72 - 19,32 - 8,58 \\
 &= 2,52 \text{ Mpa} < -3,535 \text{ Mpa} \quad (\text{ok !})
 \end{aligned}$$

5.3.5.7.4. Tegangan Akhir Pada Serat Teratas Dan Terbawah Pelat

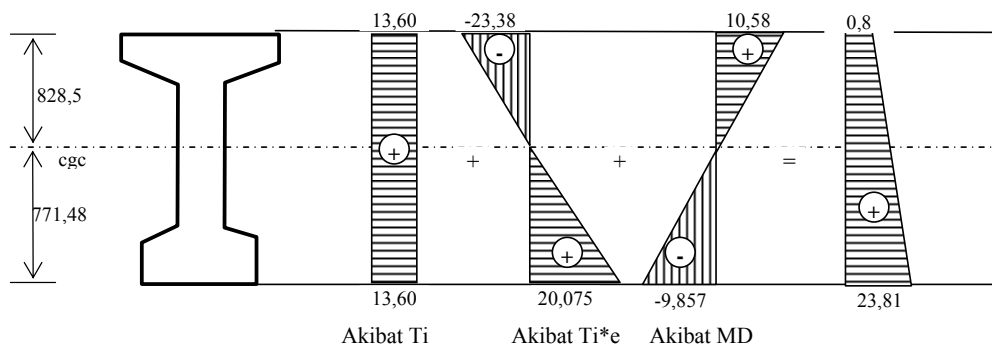
$$Y_{tc'} = Y_{tc} - t_{\text{plat}} = 753,125 - 200 = 553,125 \text{ mm}$$

$$S_{tc'} = \frac{I_x(c)}{Y_{tc'}} = \frac{3,25032 \times 10^{11}}{553,125} = 5,87628 \times 10^8$$

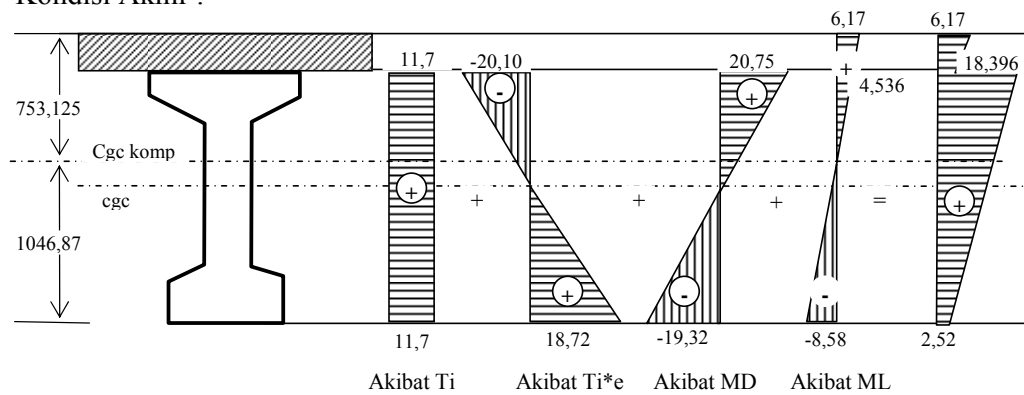
$$f_{\text{top plat}} = \frac{ML}{S_{tc'}} = \frac{2,66584 \times 10^9}{4,3158 \times 10^8} = 6,176 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{bottom plat}} = \frac{ML}{S_{tc'}} = \frac{2,66584 \times 10^9}{5,87628 \times 10^8} = 4,536 \text{ MPa}$$

Kondisi Awal :



Kondisi Akhir :



Gambar 5.21. Diagram Tegangan

5.3.5.8. Daerah Aman Kabel Prategang

Gaya pratekan $T_i = 7000$ kN dianggap konstan sepanjang tendon. Letak kabel prategang di dalam beton mengikuti lengkung parabola. Agar konstruksi tetap aman maka konstruksi kabel harus terletak di antara kedua garis aman kabel.

Diketahui :

$$f_{ci} = 24 \text{ Mpa}$$

$$f_{ti} = 3,16 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 22,5 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 3,535 \text{ Mpa}$$

$$T_i = 7000 \text{ kN} = 7000000 \text{ N}, e = 700 \text{ mm}$$

$$A(p) = 514350 \text{ mm}^2$$

$$A(c) = 248322 \text{ mm}^2$$

$$I_x(p) = 1,73597 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_x(c) = 3,250302 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$S_b(p) = 2,2502 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_t(p) = 2,0953 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_b(c) = 3,1048 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_t(c) = 4,3158 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$MD_{glr} = M \text{ akibat berat sendiri balok} = 2216,96 \text{ kNm} = 2216,96 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$MD_{plt} = M \text{ akibat beban tambahan} = 2131,2 \text{ kNm} = 2131,2 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$ML = M \text{ akibat beban hidup} = 2665,84 \text{ kNm} = 2665,84 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

1. Kondisi Awal Akibat Gaya Pratekan T_i Dan Berat Sendiri Balok MD gelagar

$$\sigma_{cgc} = T_i / A_p$$

$$= 7 \times 10^6 / 601750 = 11,632 \text{ Mpa}$$

➤ Pada serat terbawah akan terjadi tegangan :

$$f_{\text{bottom}} = f_{ci} = \frac{T_i}{A_p} + \frac{(T_i \cdot e)}{S_b} - \frac{M Dg}{S_b}$$

$$e^1 = \frac{S_b}{T_i} (f_{ci} - \sigma_{cgc}) + \frac{M Dg}{T_i}$$

$$e^1 = \frac{236424,047 \times 10^3}{7 \times 10^6} (24 - 11,632) + \frac{M Dg}{7 \times 10^6}$$

$$e^1 = 417,72 + \frac{M Dg}{7 \times 10^6}$$

➤ Pada serat teratas akan terjadi tegangan :

$$f_{\text{top}} = - f_{ti} = \frac{T_i}{A_p} - \frac{(T_i \cdot e)}{S_t} + \frac{M Dg}{S_t}$$

$$e^2 = \frac{S_t}{T_i} (f_{ti} + \sigma_{cgc}) + \frac{M Dg}{T_i}$$

$$e^2 = \frac{283332,03 \times 10^3}{7 \times 10^6} (3,16 + 11,632) + \frac{M Dg}{7 \times 10^6}$$

$$e^2 = 598,72 + \frac{M Dg}{7 \times 10^6}$$

2. Kondisi Akhir Setelah Beban Hidup Bekerja Dan Terjadi Kehilangan Tegangan

➤ Pada serat teratas akan terjadi tegangan :

$$f_{\text{top}} = f_c = \frac{RT_i}{A_p} - \frac{R \cdot (T_i \cdot e)}{S_t} + \frac{MD_{\text{tot}}}{S_t} + \frac{ML}{S_t}$$

$$e^3 = \frac{St}{RTi} (-fc + R \sigma_{cgc}) + \frac{MDtot + ML}{RTi}$$

$$e^3 = \frac{283332,03 \times 10^3}{0,86 \times 7 \times 10^6} (-22,5 + 0,86 * 11,632) + \frac{MDtot + ML}{0,86 \times 7 \times 10^6}$$

$$e^3 = -588,148 + \frac{MDtot + ML}{6,02 \times 10^6}$$

➤ Pada serat terbawah akan terjadi tegangan :

$$f_{bottom} = -ft = \frac{RTi}{Ap} + \frac{R \cdot (Ti \cdot e)}{Sb} - \frac{MDtot + ML}{Sb}$$

$$e^4 = \frac{Sb}{RTi} (-ft - R \sigma_{cgc}) + \frac{MDto + ML}{RTi}$$

$$e^4 = \frac{236424,047 \times 10^3}{0,86 \times 7 \times 10^6} (-3,535 - 0,86 \times 11,632) + \frac{MDtot + ML}{0,86 \times 7 \times 10^6}$$

$$e^4 = -524,55 + \frac{MDtot + ML}{6,02 \times 10^6}$$

3. Menentukan Letak cgs Dari cgc

Dianggap tendon membentuk persamaan parabola :

$$Y = AX^2 + BX + C$$

Untuk $x = 0$ mm, maka $y = 0$ mm, dan $c = 0$ mm

$$\text{Titik balik } \frac{dy}{dx} = 0, \text{ maka } 2AX + B = 0$$

Untuk $X = 16000$ mm, maka $B = -32000 A$

$$Y = AX^2 - 32000 AX$$

Untuk $X = 16000$ mm, maka $Y = e = 700$ mm, maka :

$$700 = A \cdot 16000^2 - 32000 \cdot A \cdot 16000$$

$$700 = A \cdot (16000^2 - 32000 \cdot 16000)$$

didapat nilai :

$$A = -2,439 \cdot 10^{-6}$$

$$B = 0,078$$

Persamaan parabola untuk cgs tendon adalah :

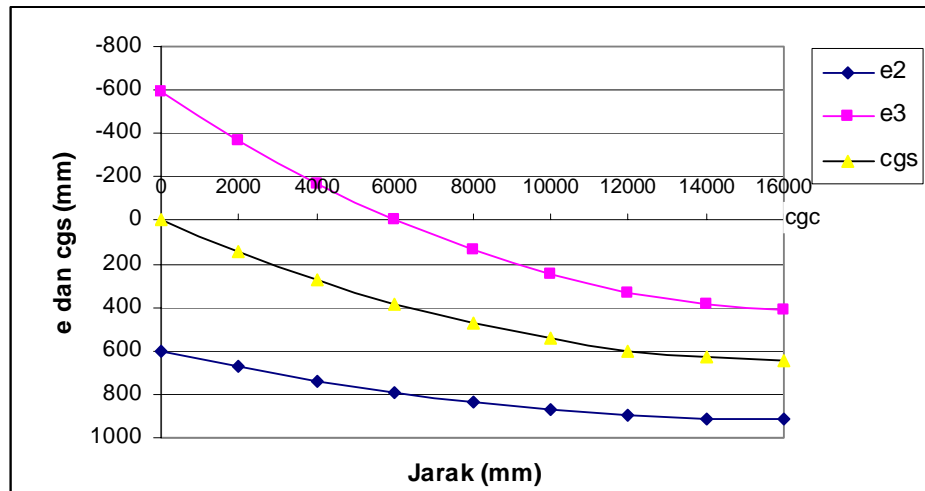
$$Y = -2,439 \cdot 10^{-6} X^2 + 0,078 X$$

Jarak x (mm)	MDg (x10 ⁶ MPa)	MDtot+ML (x10 ⁶ MPa)	e (mm)				cgs (mm)
			e ¹	e ²	e ³	e ⁴	
0	0	0	417,72	598,72	-588,14	-524,55	0
2000	519,6	1556,03	491,94	672,94	-365,85	-302,26	146,60
4000	969,92	2917,98	556,28	737,28	-171,29	-107,69	274,42
6000	1350,96	4085,85	610,71	791,71	-4,455	59,142	383,44
8000	1662,72	5059,64	655,25	836,25	134,65	198,255	473,66
10000	1905,2	5839,35	689,89	870,89	246,04	309,642	545,10
12000	2078,4	6424,98	714,63	895,63	329,70	393,30	597,74
14000	2182,32	6816,53	729,48	910,48	385,64	449,24	631,60
16000	2216,96	7014,45	734,42	915,42	413,85	477,45	646,66

Tabel 5.7. Perhitungan Daerah Aman Tendon Dari cgc Dan Letak cgs dari cgc

Trace dari e^1 , e^2 , e^3 dan e^4 dapat dilukis dan akan memberikan daerah aman bagi tendon.

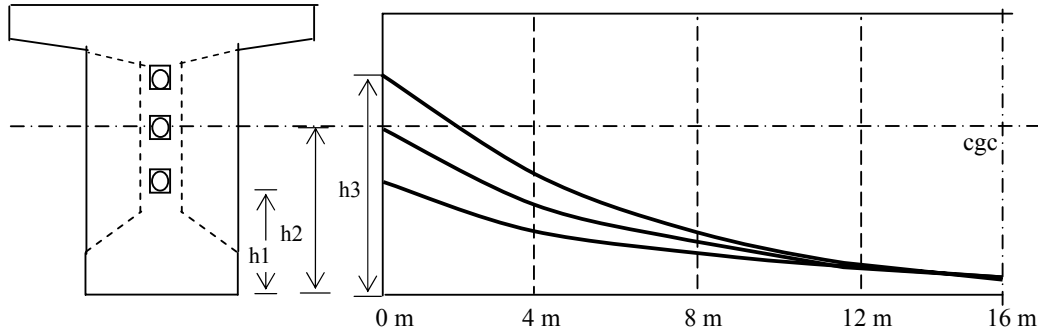
Batas – batas ini dapat disederhanakan menjadi e^2 dan e^3 saja sehingga diperoleh grafik seperti di bawah ini :



Gambar 5.23. Letak daerah aman kabel dan cgs dari cgc

5.3.5.9. Letak Dan Lay Out Tendon Prategang

Bentuk lay out tendon memanjang adalah parabola. Untuk menentukan posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung. Direncanakan pemasangan tendon seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.24. Perencanaan pemasanga tendon pada end blok

1. Posisi tendon pada end blok / tumpuan, dengan jarak antar tendon $b = 300$ mm :

Posisi tendon dihitung dari serat terbawah :

$e = 0$ mm, $c_{gc} = c_{gc} = 771,48$ mm dari serat terbawah :

Letak tendon terbawah (a) :

$$\frac{[T1 * a] + [T2 * (a + b)] + [T3 * (a + 2b)]}{T_i} = 771,48 \text{ mm}$$

$$\frac{[2,33 * 10^6 * a] + [2,33 * 10^6 * (a + 300)] + [2,33 * 10^6 * (a + 600)]}{7 * 10^6} = 771,48 \text{ mm}$$

$$\frac{[2,33 * 10^6 * a] + [2,33 * 10^6 * a + 699 * 10^6] + [2,33 * 10^6 * a + 1398 * 10^6]}{7 * 10^6} = 771,48 \text{ mm}$$

$$\frac{3 * [2,33 * 10^6 * a] + 2097 * 10^6}{7 * 10^6} = 771,48 \text{ mm}$$

$$a = \frac{[771,48 * 7] - 2097}{3 * 2,33} = 472,58 \text{ mm}$$

Jadi letak tendon dihitung dari serat terbawah adalah :

- Tendon I : $h_1 = a = 473$ mm
- Tendon II : $h_2 = 473 + 300 = 773$ mm
- Tendon III : $h_3 = 473 + 300 + 300 = 1073$ mm

2. Posisi tendon pada tengah bentang ($x = 16000$ mm) dihitung dari serat terbawah :

$$e = 700 \text{ mm}, e_{gs} = 771,48 - 700 = 71,48 \text{ mm}$$

$$\text{Posisi ketiga tendon} = 71,48 \text{ mm}$$

3. Posisi tendon pada jarak x meter dari tumpuan :

Dianggap masing-masing tendon membentuk lengkung parabola dengan persamaan sebagai berikut :

- Tendon I :

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$\text{Untuk } x = 0 \text{ mm, maka } y = 473 \text{ mm, dan } c = 473 \text{ mm}$$

$$\text{Titik balik } \frac{dy}{dx} = 0, \text{ maka } 2AX + B = 0$$

$$\text{Untuk } X = 16000 \text{ mm, maka } B = -32000 A$$

$$Y = AX^2 - 32000 AX + 473$$

$$71,48 = A * 16000^2 - 32000 * A * 16000 + 473$$

didapat nilai :

$$A = 1,565 * 10^{-6}$$

$$B = -0,0501$$

Persamaan parabola untuk tendon I adalah :

$$Y = 1,565 * 10^{-6} X^2 - 0,0501X + 473$$

- Tendon II :

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$\text{Untuk } x = 0 \text{ mm, maka } y = 773 \text{ mm, dan } c = 773 \text{ mm}$$

$$\text{Titik balik } \frac{dy}{dx} = 0, \text{ maka } 2AX + B = 0$$

$$\text{Untuk } X = 16000 \text{ mm, maka } B = -32000 A$$

$$Y = AX^2 - 32000 AX + 873$$

$$71,48 = A * 16000^2 - 32000 * A * 16000 + 773$$

didapat nilai :

$$A = 2,737 \cdot 10^{-6}$$

$$B = -0,0876$$

Persamaan parabola untuk tendon II adalah :

$$Y = 2,737 \cdot 10^{-6} X^2 - 0,0876X + 773$$

- Tendon III :

$$Y = AX^2 + BX + C$$

Untuk $x = 0$ mm, maka $y = 1173$ mm, dan $c = 1073$ mm

Titik balik $\frac{dy}{dx} = 0$, maka $2 AX + B = 0$

Untuk $X = 16000$ mm, maka $B = -32000 A$

$$Y = AX^2 - 32000 AX + 1173$$

$$71,48 = A \cdot 16000^2 - 32000 \cdot A \cdot 16000 + 1073$$

didapat nilai :

$$A = 3,909 \cdot 10^{-6}$$

$$B = -0,125$$

Persamaan parabola untuk tendon III adalah :

$$Y = 3,909 \cdot 10^{-6} X^2 - 0,125 X + 1073$$

- Lay out cgs dari serat terbawah :

$$Y = AX^2 + BX + C$$

Untuk $x = 0$ mm, maka $y = 771,48$ mm, dan $c = 771,48$ mm

Titik balik $\frac{dy}{dx} = 0$, maka $2 AX + B = 0$

Untuk $X = 16000$ mm, maka $B = -32000 A$

$$Y = AX^2 - 32000 AX + 771,48$$

$$71,48 = A \cdot 16000^2 - 32000 \cdot A \cdot 16000 + 771,48$$

didapat nilai :

$$A = 2,734 \cdot 10^{-6}$$

$$B = -0,087$$

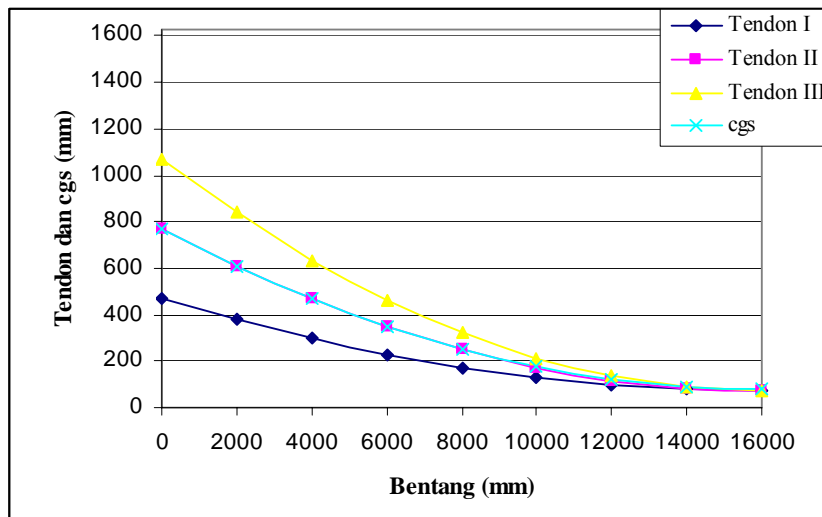
Persamaan parabola untuk cgs adalah :

$$Y = 2,734 \cdot 10^{-6} X^2 - 0,087X + 771,48$$

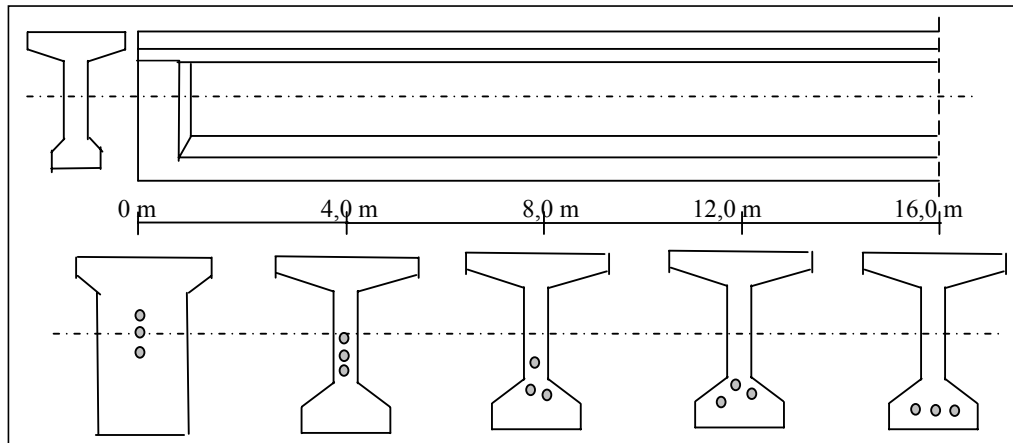
Perhitungan jarak kabel dari serat terbawah disajikan dalam tabel berikut :

Jarak x (mm)	Tendon (mm)			Cgs (mm)
	Tendon I	Tendon II	Tendon III	
0	473	773	1073	771,48
2000	378,9	608,74	838,636	608,41
4000	297,32	466,39	635,544	467,22
6000	228,26	345,93	463,724	347,90
8000	171,72	247,36	323,176	250,45
10000	127,7	170,7	213,9	174,88
12000	96,2	115,92	135,896	121,17
14000	77,22	83,052	89,164	89,34
16000	70,76	72,07	73,704	79,38

Tabel 5.8 Perhitungan jarak kabel dari serat terbawah



Gambar 5.25. Grafik lay out tendon dan cgs



Gambar 5.26. Lay out tendon

5.3.5.11. Kontrol Terhadap Lendutan

➤ Akibat Gaya Prategang

▪ Gaya Prategang Awal (T_i)

$$T_i = 7 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$I_x = 1,73597 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$e = 700 \text{ mm}$$

$$E_c = 33234,02 \text{ Mpa}$$

$$M = T_i \times e = 7 \cdot 10^6 \times 700 = 4,9 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

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

$$q = 8 \times M / L^2 = 8 \times 4,9 \times 10^9 / 32000^2 = 38,28 \text{ N/mm}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} = \frac{5}{384} \times \frac{38,28 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} = 90,59 \text{ mm } (\uparrow)$$

▪ Gaya Prategang Akhir (RT_i)

$$T_i = 7 \times 10^6 \text{ N}$$

$$e = 700 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,73597 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$M = RT_i \times e = 0,86 \times 7 \times 10^6 \times 700 = 4,214 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

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

$$q = 8 \times M / L^2 = 8 \times 4,214 \times 10^9 / 32000^2 = 32,92 \text{ N/mm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} = \frac{5}{384} \times \frac{32,92 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} = 77,9 \text{ mm } (\uparrow)$$

➤ **Akibat Berat Sendiri Balok Prategang**

$$q = 17,32 \text{ kN/m} = 17,32 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{17,32 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} = 40,98 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

➤ **Akibat Berat Diafragma**

$$M_{\text{mak}} = 366,72 \text{ kNm} = 366,72 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$I_x = 1,73597 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$q = 8 \times M / L^2 = 8 \times 366,72 \times 10^6 / 32000^2 = 2,865 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_4 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{2,865 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} = 6,78 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

➤ **Akibat beban mati (aspal + air hujan)**

$$q = 16,65 \text{ kN/m} = 16,65 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_5 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{16,65 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} = 39,40 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

➤ **Akibat Beban Hidup**

Muatan Terbagi Rata

$$q = 14,55 \text{ N/mm}$$

Muatan Terpusat

$$P = 100,43 \text{ kN} = 100430 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\delta_6 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cdot L^3}{E_c \cdot I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{14,55 \times 32000^4}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} + \frac{1}{48} \times \frac{100430 \times 32000^3}{33234,02 \times 1,73597 \times 10^{11}} \\ &= 46,31 \text{ mm} (\downarrow)\end{aligned}$$

⇒ **Lendutan pada Kondisi Awal**

$$\delta_{ijin} = (1 / 300) \times L = (1 / 300) \times 32000 = 106,66 \text{ mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_3 = 90,59 - 40,98 = \mathbf{49,47 \text{ mm}} (\uparrow) < \delta_{ijin} = \mathbf{106,6 \text{ mm}}$$

Pada keadaan awal terjadi lendutan ke atas (*chamber*)

⇒ **Lendutan pada Kondisi Akhir**

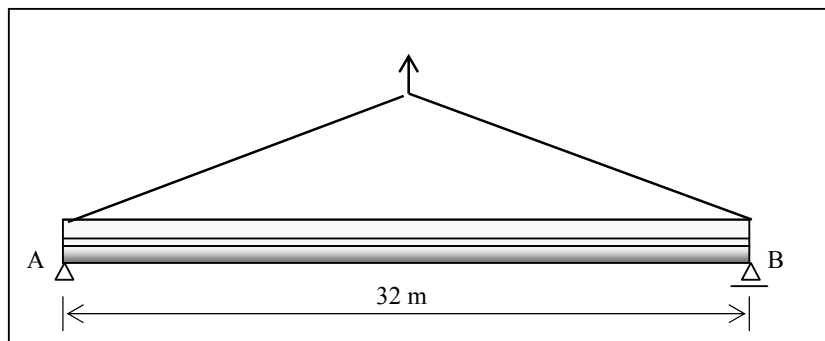
$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 + \delta_6$$

$$= 90,59 + 77,9 - 40,98 - 6,78 - 30,40 - 43,31 = \mathbf{47,02} (\downarrow) < \delta_{ijin} = \mathbf{106,6 \text{ mm}}$$

Pada keadaan akhir terjadi lendutan ke bawah.

5.3.5.12. Perhitungan Penulangan Balok Prategang

Perhitungan penulangan konvensional balok prategang adalah terhadap momen dan gaya lintang akibat berat sendiri balok saat pengangkatan ke lokasi pekerjaan. Kondisi terburuk yang menyebabkan momen serta gaya lintang terbesar apabila pengangkatan dilakukan melalui ujung-ujung balok.



Gambar 5.27. Gelagar akibat pengangkatan

Berat sendiri balok (q) = 17,32 kN / m

Mencari gaya momen maksimum :

$$\sum MB = 0$$

$$RA \times L - 0,5 \cdot q \cdot L^2 = 0$$

$$RA \times 32 - 0,5 (17,32) \times 32^2 = 0$$

$$RA = 277,12 \text{ kN}$$

Momen maksimum terletak di tengah bentang (0,5 L)

$$M_{\max} = RA \times X - 0,5 q X^2$$

$$= 277,12 \times 16 - 0,5 (17,32) \cdot 16^2$$

$$= 2216,96 \text{ kNm}$$

Mencari gaya lintang maksimum

Gaya lintang maksimum terletak di tepi bentang (x = 0 m)

$$Dx = RA - q X$$

$$= 277,12 - (17,32) \times 0$$

$$= 277,12 \text{ kN}$$

Tinggi balok (h) = 1628 mm

Lebar balok = 600 mm

Tebal selimut beton = 40 mm

Ø tulangan utama = 14 mm

Ø tulangan sengkang = 8mm

Tinggi efektif (d) = h - p - 0,5 Ø tul. Utama - Ø tul. Sengkang

$$= 1628 - 40 - 0,5 \times 14 - 8$$

$$= 1573 \text{ mm}$$

5.3.5.12.1. Perhitungan Penulangan Konvensional

$$M / bd^2 = 2216 \cdot 10^6 / (600 \times 1545^2) = 1,34 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\frac{M}{bxd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \rho \times \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$1,54 = 320 \rho - 1505,28 \rho^2$$

Dari hasil perhitungan didapat :

$$\rho = 0,0042$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0035 \\ \rho_{\max} = 0,0406 \end{array} \right\} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}, \text{ dipakai } \rho$$

$$A_s = \rho \times b \times d \times 10^6 = 0,0042 \times 550 \times 1545 = 3568,95 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan **24 Ø 14**

$$A_s \text{ terpasang } 3692,64 \text{ mm}^2 > 3568,95 \text{ mm}^2$$

5.3.5.12.2 Perhitungan tulangan geser

$$V_u = D_{\max} = 277,12 \text{ kN} = 27,712 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_u' = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,712 \times 10^4}{600 \times 1545} = 0,298 \text{ Mpa}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} = 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{50} = 0,717 \text{ Mpa}$$

$V_u' < V_c$, maka tidak perlu tulangan geser

Dipakai tulangan geser praktis Ø10-250

5.3.5.12.3 Perhitungan tulangan pembagi

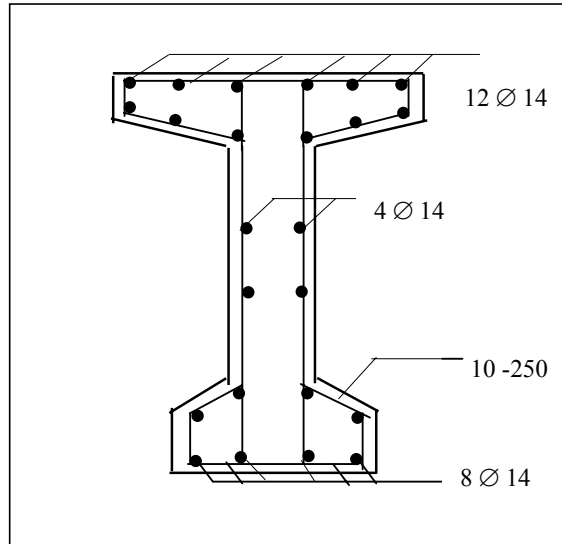
Tulangan pembagi

$$A_s = 0,20 \times A_s \text{ tulangan utama}$$

$$= 0,20 \times 3692,64$$

$$= 792,528 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pembagi 12Ø10 ($A_s = 942 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.28. Penulangan balok prategang

5.3.5.13. Perencanaan *End Block*

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

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

Untuk menahan tegangan tarik di daerah *Bursting Zone* digunakan sengkang atau tulangan spiral longitudinal. Sedangkan untuk tegangan tarik di daerah *Spalling Zone* digunakan Wiremesh atau tulang biasa yang dianyam agar tidak terjadi retakan. Perhitungan untuk mencari besarnya gaya yang bekerja pada *end block* adalah berupa pendekatan.

Gaya yang terjadi pada end block dicari dengan rumus sebagai berikut :

- Untuk angkur tunggal

$$T_o = 0.04F + 0.20 \left[\frac{(b_2 - b_1)}{(b_2 + b_1)} \right]^3 F$$

- Untuk angkur majemuk

$$T_o = 0.20 \left[\frac{(b_2 - b_1)}{(b_2 + b_1)} \right]^3 F$$

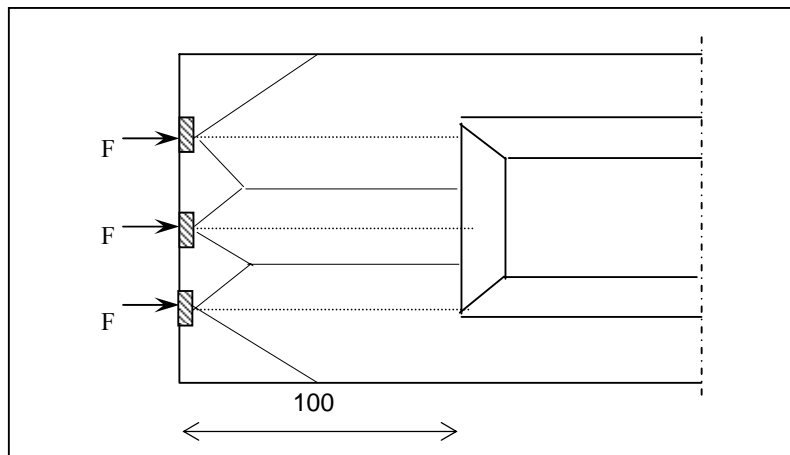
$$T_s = \frac{F}{3}(1 - \gamma)$$

Dimana : T_o = Gaya pada *Spelling Zone*

T_s = Gaya pada *Bursting Zone*

F = Gaya prategang efektif

b_1, b_2 = bagian – bagian dari prisma



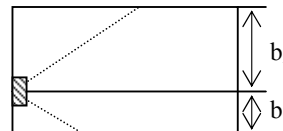
Gambar 5.29. Gaya pada *end block*

- Prisma1

$$F = 7000 \text{ kN} / 3 = 2333,33 \text{ kN}$$

$$b_1 = 15 \text{ cm}$$

$$b_2 = 45,5 \text{ cm}$$



- Prisma 2

$$F = 7000 \text{ kN} / 3 = 2333,33 \text{ kN}$$

$$b_1 = 15 \text{ cm}$$

$$b_2 = 15 \text{ cm}$$

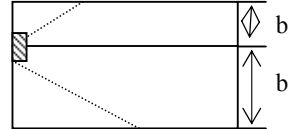


- Prisma 3

$$F = 7000 \text{ kN} / 3 = 2333,33 \text{ kN}$$

$$b_1 = 57,3 \text{ cm}$$

$$b_2 = 15 \text{ cm}$$



- Perhitungan gaya pada permukaan *end block* diberikan pada tabel dibawah ini ;

Prisma	Jarak dari angkur		Gaya F (kN)	Surface force (kN)	
	b1 (cm)	b2 (cm)		0.04 F	$0.2 \left(\frac{b_2 - b_1}{b_2 + b_1} \right)^3 F$
1	15	45,5	2333,33	93,33	59,79
2	15	15	2333,33	93,33	0
3	15	57,3	2333,33	93,33	93,45

Tabel 5.8. Perhitungan gaya pada permukaan *end block*

$$T_{o \max} = 93,33 + 93,45 = 186,78 \text{ kN}$$

T_o ditahan oleh *Net Reinforcement* yang ditempatkan di belakang pelat pembagi. digunakan tulangan dengan $f_y = 400 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{186,78 \times 10^3}{400} = 446,95 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan 4 Ø 12 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$).

- Perhitungan gaya pada daerah *bursting zone* (T_s)

Diameter tiap jangkar = 6,35 cm

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

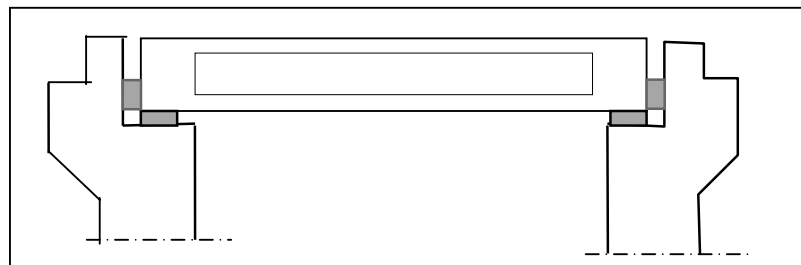
Penulangan *Bursting Zone* disajikan dalam tabel berikut :

No	Uraian	<i>Bursting Area</i>			Sat
		Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	
1.	Gaya (F)	1537,5	1537,5	1537,5	kN
2.	Sisi Prisma (2b)	0,30	0,30	0,30	m
3.	Lebar (2a)	0,056	0,056	0,056	m
4.	$\gamma = \frac{2a}{2b}$	0,186	0,186	0,186	-
5.	<i>Bursting Force</i> $T_s = \frac{F}{3}(1 - \gamma)$	632	632	632	kN
6.	Koefisien reduksi ($\bar{\sigma}_b = 0$)	1	1	1	-
7.	Angkur miring $T_s' = 1,1 T_s$	695,8	695,8	695,8	kN
8.	f_y (a)	400	400	400	MPa
9.	Tulangan diperlukan $A_s = \frac{T_s'}{a}$	1739,5	1739,5	1739,5	mm ²
10.	Tulangan terpasang	10 Ø 12	10 Ø 12	10 Ø 12	mm ²
	Luas tul. terpasang	1130	1130	1130	

Tabel 5.9. Penulangan *Bursting Zone*

5.3.5.14. Perencanaan *Bearings*

Untuk perletakkan jembatan direncanakan digunakan *bearings* merk CPU buatan Indonesia.



Gambar 5.30. *Bearing pad* dan *elastomeric bearing*

➤ **CPU Elastomeric Bearings**

Spesifikasi :

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

Pemasangan :

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

Ukuran :

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

➤ **Bearing Pad / Strip**

Spesifikasi :

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

Ukuran :

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

$$V_{\max} = \Sigma D_{\text{TOT}} = 830,618 \text{ kN} = 830618 \text{ N}$$

Kerja beban horisontal (Hr) sebesar 5% beban D tanpa koefisien kejut.

$$H_r = 5\% \times 283,015 \text{ kN} = 14,15075 \text{ kN} = 14150,75 \text{ N}$$

Digunakan :

- CPU *Elastomeric Bearings* tebal 67 mm isi 4 plat baja 3 mm
 Kuat tekan = $56 \text{ kg/cm}^2 = 560 \text{ N/cm}^2$
 Kuat geser = $35 \text{ kg/cm}^2 = 350 \text{ N/cm}^2$
- CPU Bearing Pad / Strip tebal 20 mm
 Kuat geser = $2,11 \text{ kg/cm}^2 = 21,1 \text{ N/cm}^2$

Dimensi Ukuran Perletakan :

- CPU *Elastomeric Bearings*
 dibutuhkan = $830618 / 560 = 1483,246 \text{ cm}^2$
 dipakai ukuran 2 x (320 x 320 x 67) mm
 cek kuat tekan = $830618 / 2 (32 \times 32)$
 $= 405,57 \text{ N/cm}^2 < 560 \text{ N/cm}^2$
 cek kuat geser = $14150,75 / 2 (32 \times 32)$
 $= 6,9 \text{ N/cm}^2 < 350 \text{ N/cm}^2$
- CPU *Bearing Pad / Strip*
 Dibutuhkan = $14150,75 / 21,1 = 670,651 \text{ cm}^2$
 digunakan 2 x (300 x 200 x 20) mm
 cek kuat geser = $14150,75 / 2(30 \times 20)$
 $= 11,8 \text{ N/cm}^2 < 21,1 \text{ N/cm}^2$

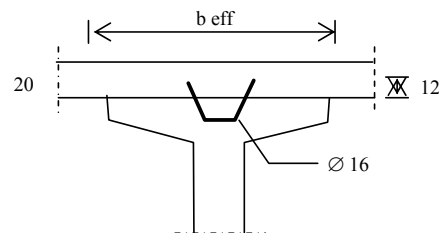
5.3.5.15. Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Karena hubungan antara lantai jembatan dengan gelagar beton prategang merupakan hubungan komposit, dimana dalam hubungan seperti ini, lantai jembatan dan gelagar pratekan tidak dicor dalam satu kesatuan, maka perlu diberi penahan geser atau *shear connector* supaya antara lantai jembatan dengan gelagar dapat bekerja bersama-sama untuk menahan beban-beban mati dan hidup.

Direncanakan :

- Menggunakan *shear connector* dengan tulangan $\varnothing 16$, tinggi h diambil 12 mm
- Kekuatan satu *shear connector* :

$$\begin{aligned} Q &= 5,5 \times d^2 \times \sqrt{f_c} \\ &= 5,5 \times 16^2 \times \sqrt{50} \\ &= 9956,063 \text{ N} \end{aligned}$$



Pada penampang komposit :

$$n = \frac{E_c \text{ plat}}{E_c \text{ balok}} = \frac{5500\sqrt{25}}{5500\sqrt{50}} = 0,8366$$

$$Y_t \text{ comp} = 75,312 \text{ cm}$$

$$I_x \text{ comp} = 3,250302 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$b \text{ eff} = 124,16 \text{ cm}$$

Statis momen yang akan menggeres terhadap garis normal komposit :

$$\begin{aligned} S_x &= (124,16 \times 20) \times (75,212 - \frac{1}{2} \times 20) \\ &= 161934,43 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Jarak *shear connector* :

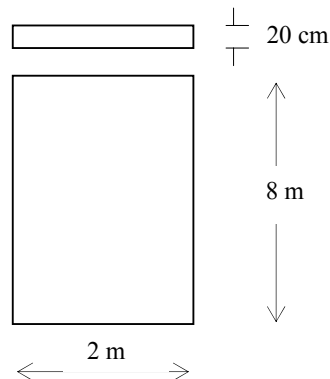
$$x = \frac{n * Q * I_x}{D_x * S_x} = \frac{0,8366 * 9956,06 * 32503020}{D_x * 161934,43}$$

$$= \frac{1671821,414}{D_x} \text{ cm}$$

Dari rekapitulasi perhitungan gaya lintang :

Jarak (cm)	Dx (N)	x (cm)	Jarak diambil (cm)
0	830618	20,12744	10
200	742958	22,50223	
400	673228	24,83292	
600	574848	29,08284	20
800	436008	38,34382	
1000	395628	42,25741	
1200	256788	65,10512	30
1400	158408	105,539	
1600	48568	344,2228	

5.3.6 . PELAT INJAK



Tebal pelat injak direncanakan adalah 20 cm .Panjang pelat injak disesuaikan dengan lebar abutment yang direncanakan 8 m, sedangkan lebar pelat injak tersebut diambil 2 m.

Pembebanan :

- Berat sendiri pelat injak = $0,2 \times 2,00 \times 2,4 = 0,96 \text{ ton/m}^2$
- Berat aspal = $0,1 \times 2,00 \times 2,2 = 0,44 \text{ ton/m}^2$
- Berat tanah = $0,7 \times 2,00 \times 2,0 = 2,8 \text{ ton/m}^2$
- Total beban (q) = $4,14 \text{ ton /m}^2$
- Beban P =12 ton

Momen :

$$\begin{aligned}
 M &= 1/8 q l^2 + 1/4 P l \\
 &= 1/8 * 4,14 * 2^2 + 1/4 * 12 * 2 \\
 &= 8,07 \text{ tm} = 80,7 \text{ kNm} = 80,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Penulangan :

Tebal selimut beton = 20 mm

ϕ tulangan rencana = 12 mm

Tinggi efektif = $200 - 20 - 0,5 \cdot 12 = 174 \text{ mm}$

$$M_U / b d^2 = 80,7 \cdot 10^6 / (1000 \times 174^2) = 2,66 \text{ N / mm}^2$$

$$\frac{M}{b x d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \times \left[1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right]$$

$$2,66 = 192 \rho - 1204,224 \rho^2$$

$$\rho = 0,015$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{\min} = 0,0058 \\ \rho_{\max} = 0,0363 \end{array} \right\} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}, \text{ dipakai } \rho = 0,015$$

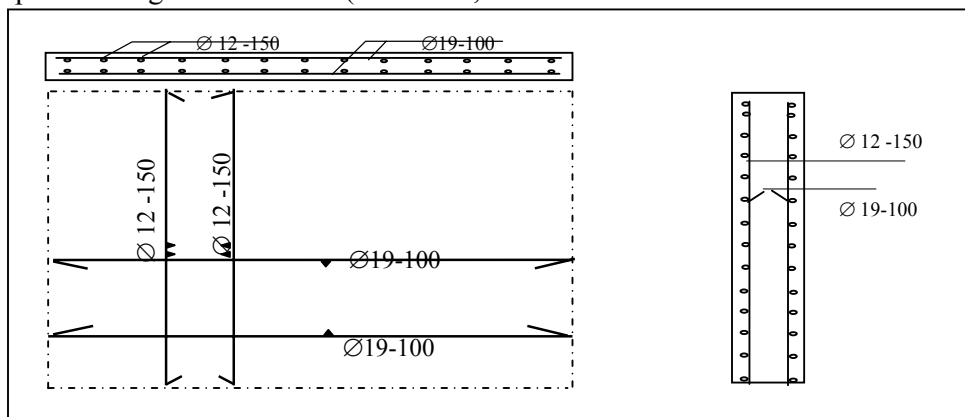
$$A_s = \rho \times b \times d \times 10^6 = 0,015 \times 1000 \times 174 = 2667,02 \text{ mm}^2$$

Di pakai tulangan $\text{Ø } 19 - 100$

$$A_s \text{ terpasang } 2835,3 \text{ mm}^2 > 2667,02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bagi} = 0,2 \times A_s = 0,2 \times 2667,02 = 533,40 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\text{Ø } 12 - 150$ ($A_s = 754,0 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.32 . Penulangan Plat Injak

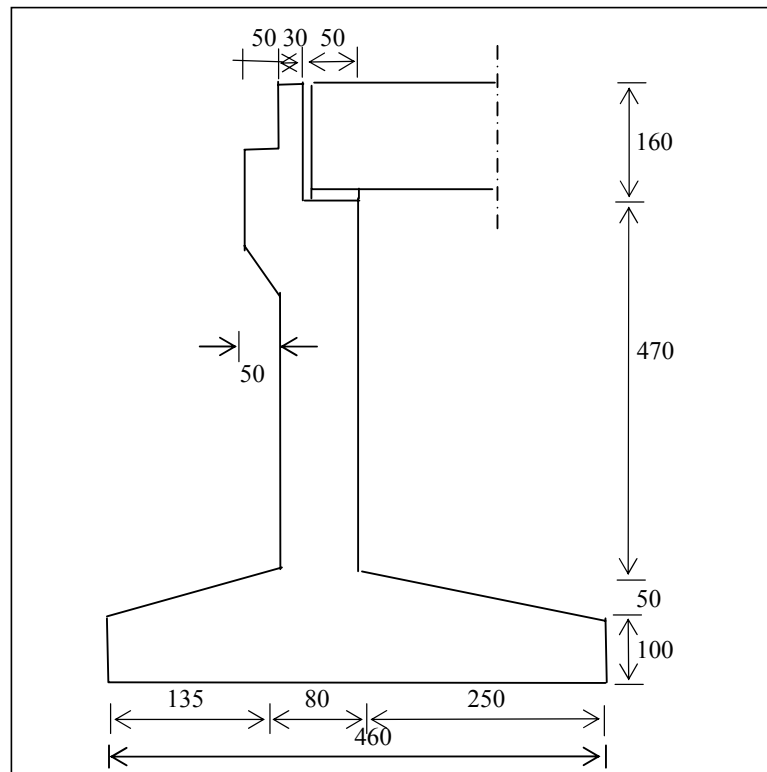
5.4 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

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

- Perencanaan Abutment Dan Pondasi Langsung
- Penulangan Abutment Dan Pondasi Langsung

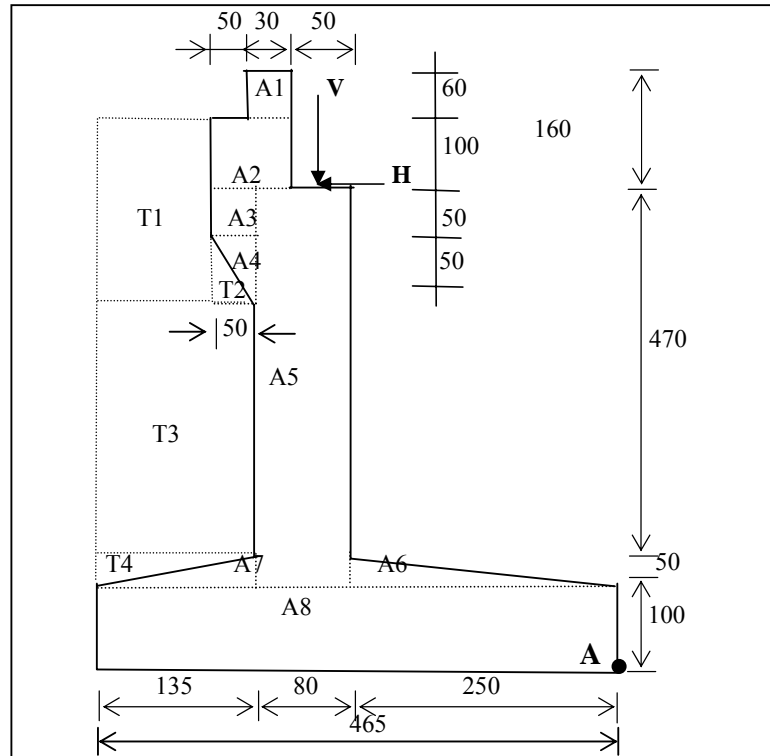
Perencanaan elemen-elemen struktural pembentuk konstruksi bangunan bawah jembatan, secara detail akan disajikan dalam sub-sub bab sesuai dengan jenis elemennya.

5.4.1 PERENCANAAN ABUTMENT DAN PONDASI LANGSUNG



Gambar 5.33. Perencanaan Abutment

5.4.1.1 Gaya – Gaya Yang Bekerja Pada Abutmen



Gambar 5.34. Pembebanan Vertikal Abutment

1. Gaya Vertikal

a. Reaksi dari bangunan atas

No	Beban	L	B	h	A	Bj	Jumlah	Wba
		(m)	(m)	(m)	(m ²)	(t/m ³)		(ton)
1	Lapis perkerasan	20	6	0.05	0.3	2.2	1	13.2
2	Air hujan	20	7	0.05	0.35	1	1	7
3	Lantai jembatan	20	7	0.20	1.40	2.5	1	70
4	Balok girder	20	0.7	1.4	0.98	2.5	5	245
5	Diafragma	0.7	0.35	0.7	0.25	2.5	16	7
6	Trotoar	20	0.8	-	0.10	2.5	2	10
7	Pipa sandaran	20	-	-	-	0.0035	4	0.43
8	Tiang sandaran	0.55	0.16	0.1	0.016	2.5	10	0.22
	Jumlah							352.85

Tabel 5. 10 Perhitungan beban mati jembatan

$$W_{ba} = 352.85/2$$

$$= 176.425 \text{ ton} = 1764,25 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik A ($x_{ba} = -2,7 \text{ m}$)

- b. Gaya akibat beban sendiri abutment dan tanah di atasnya

Dengan : - Lebar abutment = 8 m

1. Berat jenis beton = 25 kN/m³

2. Berat jenis tanah = 18 kN/m³

No	Berat W (KN)	X (m)	W.X (KNm)	Y (m)	W.Y (KNm)
A1	0,6 x 0,5 x 8 x 25 = 40	-3,25	-130	7,65	459
A2	0,8 x 1,0 x 8 x 25 = 160	-3,3	-528	6,32	1011,2
A3	0,5 x 0,3 x 8 x 25 = 30	-3,55	-106,5	5,2	156
A4	0,5 x 0,5 x 0,6 x 8 x 25 = 30	-3,46	-103,8	4,85	145,5
A5	0,8 x 4,7 x 8 x 25 = 752	-2,9	-2180,8	3,6	2707,2
A6	0,5 x 1,35 x 0,5 x 8 x 25 = 67,5	-3,75	-253,125	2,02	136,35
A7	0,5 x 1,35 x 0,5 x 8 x 25 = 67,5	-2,05	-138,375	1,17	78,975
A8	4,65 x 1,0 x 8 x 25 = 930	-2,9	-2697	0,50	465
	Jumlah	2077	-6137,6		5141,22
T1	0,85 x 2 x 8 x 18 = 244,8	-4,22	-1033,056	7,2	1762,56
T2	0,5 x 0,5 x 0,5 x 8 x 18 = 18	-3,63	-65,34	6,36	114,48
T3	3,7 x 1,35 x 8 x 18 = 719,28	-3,97	-2855,542	3,85	2769,22
T4	0,5 x 0,5 x 1,35 x 8 x 18 = 48,6	-4,2	-204,12	1,33	64,638
	Jumlah	1030,68	-4158,058		4710,90

Tabel.5.11. Pembebanan Akibat Berat Sendiri Abutment dan Tanah terhadap titik A

- Letak titik berat abutment dari titik A :

$$x = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{-6137,6}{2077} = -2,9 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{5141,22}{2077} = 2,47 \text{ m}$$

- Letak titik berat tanah dari titik A :

$$x = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{-4158,058}{1030,68} = -4,03 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{4710,906}{1030,68} = 4,57 \text{ m}$$

c. Gaya akibat beban hidup

- Beban merata $q = 2,2 \text{ t/m}$, $L = 32 \text{ m}$

$$q' = \left(\frac{5,5}{2,75} * 2,2 * 100\% + \frac{0,5}{2,75} * 2,2 * 50\% \right) * 32 = 147,2 \text{ ton}$$

$$\text{beban merata untuk abutment} = 0,5 * 147,2 = 73,6 \text{ ton} = 736 \text{ kN}$$

- Beban garis $P = 12 \text{ ton}$

$$k = 1,28$$

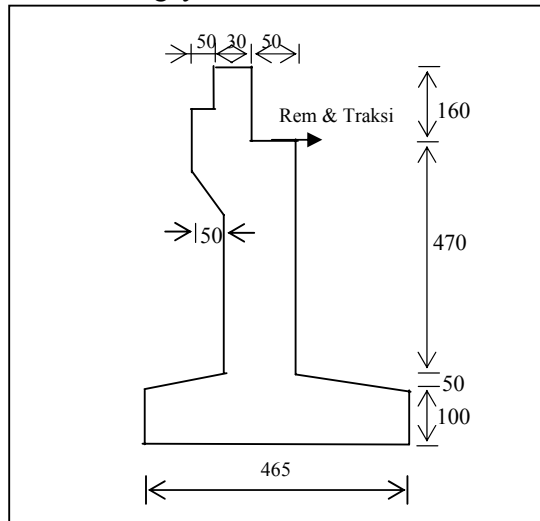
$$P' = \left(\frac{5,5}{2,75} * 12 * 100\% + \frac{0,5}{2,75} * 12 * 50\% \right) * 1,28 = 32,11 \text{ ton} = 321,1 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup total pada abutment} = 73,6 + 32,1 = 105,7 \text{ ton} = 1057 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap titik A, } x = -2,7 \text{ m}$$

2. Gaya Horizontal

a. Gaya horisontal akibat gaya rem dan traksi



Gambar 5.35. Pembebanan Akibat Gaya Rem dan Traksi

$$R_t = 5 \% \text{ dari beban hidup tanpa koefisien kejut}$$

$$= 5 \% * (70,4 + 12)$$

$$= 4,12 \text{ ton}$$

$$= 41,2 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak terhadap titik A, } y = 6,2 \text{ m}$$

b. Gaya akibat gempa bumi

Besar gaya gempa :

$$G_h = C * W$$

Dimana :

G_h = gaya horisontak akibat gempa

C = 0,14 (koefisien gempa untuk daerah Jawa Tengah)

W = Beban mati dari konstruksi yang ditinjau

1. Gaya gempa terhadap abutment :

$$W_a = 1867 \text{ kN}$$

$$G_{ha} = 0,14 * 1867 = 261,38 \text{ kN} \quad y = 2,47$$

2. Gaya gempa terhadap bangunan atas :

$$W_{ba} = 1764,25 \text{ kN}$$

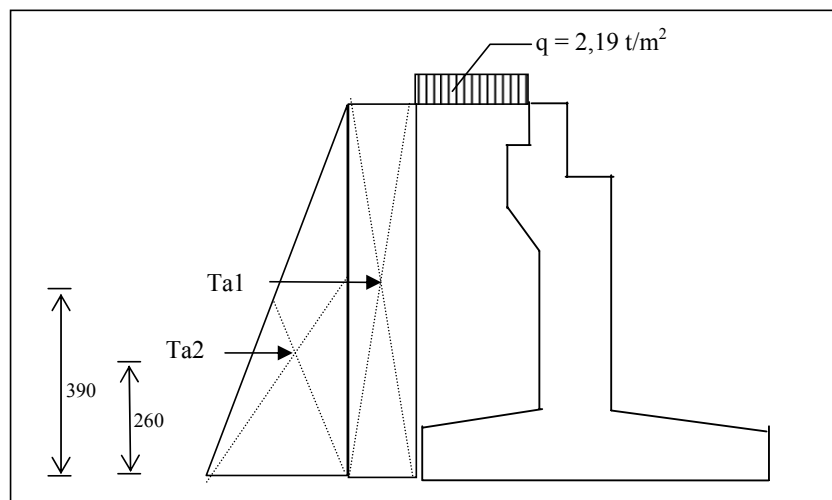
$$G_{ba} = 0,14 * 1764,25 = 246,99 \text{ kN} \quad y = 6,2$$

3. Gaya gempa terhadap tanah di atas abutment

$$W_t = 1030,68 \text{ kN}$$

$$G_t = 0,14 * 1030,68 = 144,29 \text{ kN} \quad y = 4,57$$

c. Akibat tekanan tanah aktif



Gambar 5.36. Pembebanan Horisontal akibat tekanan tanah aktif

$$\text{Berat jenis tanah urugan } (\gamma) = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah urugan } (\phi) = 30^\circ$$

Menurut PPJRR 1987 ps 1.4 akibat muatan lalu lintas diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi 60 cm, sehingga beban merata di atas abutment :

$$q_1 = 0,6 * 1,8 = 1,08 \text{ t/m}^2 = 10,8 \text{ kN/m}^2$$

Akibat berat pelat injak, aspal, dan lapis pondasi :

$$\begin{aligned} q_2 &= (0,2 * 2,5) + (0,05 * 2,20) + (0,25 * 2,00) \\ &= 1,11 \text{ t/m}^2 = 11,1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban merata total :

$$q = q_1 + q_2 = 1,08 + 1,11 = 2,19 \text{ t/m}^2 = 21,9 \text{ kN/m}^2$$

Koefisien tekanan tanah :

$$K_a = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{30}{2} \right] = 0,33$$

Gaya yang bekerja per meter lebar tekanan tanah aktif :

$$T_{a1} = q * K_a * H = 21,9 * 0,33 * 7,8 = 56,37 \text{ kN/m}$$

$$T_{a2} = 0,5 * \gamma * K_a * H^2 = 0,5 * 18 * 0,33 * 7,8^2 = \underline{180,69 \text{ kN/m}}$$

$$T_{a \text{ tot}} = 237,06 \text{ kN/m}$$

Berat total tekanan tanah sepanjang 8 m = $237,06 * 8 = 1896,51 \text{ kN}$

$$\text{Titik berat dari titik A, } (y) = \frac{(56,37 * 3,9) + (180,69 * 2,6)}{237,06} = 2,9 \text{ m}$$

d. Gaya gesek pada tumpuan

Gaya gesek pada tumpuan dirumuskan :

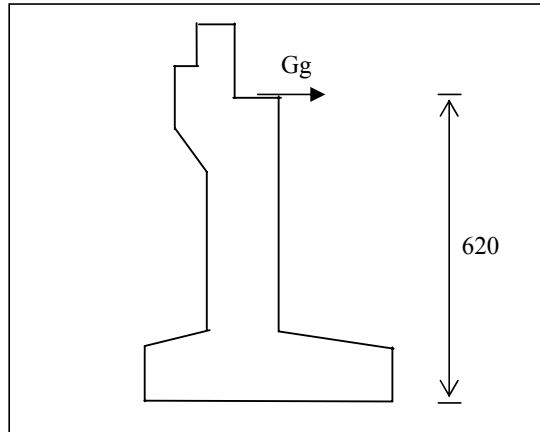
$$G_g = f_s * W_{ba}$$

Dimana :

G_g = gaya gesek antara tumpuan dengan beton/baja

f_s = koefisien gesek ($f = 0,15 - 0,18$)

W_{ba} = berat konstruksi atas = 176,425 ton = 1764,25 kN



Gambar 5.37. Pembebanan Horizontal akibat gaya gesek tumpuan

Jadi besarnya gaya gesek pada tumpuan :

$$Gg = 0,15 * 1764,25 = 264,63 \text{ kN}$$

Jarak terhadap titik A, $y = 6,20 \text{ m}$

5.4.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kestabilan konstruksi harus ditinjau berdasarkan komposisi pembebanan dan gaya yang mungkin akan terjadi. Menurut PPJJR – SKBI – 1987, tegangan atau gaya yang digunakan dalam pemeriksaan kekuatan konstruksi yang bersangkutan dikalikan terhadap tegangan ijin atau tegangan batas yang telah ditentukan dalam prosen.

Kombinasi pembebanan pada perencanaan abutment sesuai dengan aturan yang tercantum dalam PPJJR hal. 21 adalah sebagai berikut :

No	Kombinasi pembebanan	Tegangan yang dipakai terhadap tegangan ijin
I	M + H + Ta	100 %
II	M + Ta + Gg	125 %
III	Komb I + Gg	140 %
IV	M + Gh + Gg	150 %

Tabel 5.12. Kombinasi Pembebanan

Keterangan :

- Gg = gaya gesek tumpuan bergerak
 Gh = gaya horizontal akibat gempa bumi
 H = beban hidup dengan koefisien kejut
 M = beban mati
 Rt = gaya rem dan traksi
 Ta = gaya tekanan tanah

Keempat kombinasi pembebanan tersebut disajikan dalam bentuk tabel berikut :

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	2770		-2,94		-8143,80	
	Wt	1030,68		-4,03		-4153,64	
	Wba	1264,25		-2,7		-3413,48	
H		1057		-2,7		-2853,90	
Ta			1896,51		2,9		5499,87
Beban Nominal		6121,93	1896,51			-18564,8	5499,87
Beban Ijin		6121,93	1896,51			-18564,8	5499,87

Tabel 5.13. Kombinasi Pembebanan I

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	2770		-2,94		-8143,8	
	Wt	1030,68		-4,03		-4153,64	
	Wba	1264,25		-2,7		-3413,48	
Gg			264,63		6,2		1640,70
Ta			1896,51		2,9		5499,87
Beban Nominal		5064,93	2161,14			-15710,9	7140,57
Beban Ijin		6331,163	2701,425			-19638,7	8925,71

Tabel 5.14. Kombinasi Pembebanan II

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
Komb I		6121,93	1796,51			-18564,8	4456,79
Gg			264,63		6,2		1640,706
Beban Nominal		6121,93	2161,14			-18564,8	7140,585
Beban Ijin		8570,702	3025,596			-25990,72	9996,819

Tabel 5.15. Kombinasi Pembebanan III

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	2770		-2,94		-8143,8	
	Wt	1030,68		-4,03		-4153,64	
	Wba	1264,25		-2,7		-3413,48	
Gg			264,63		6,2		1640,706
Gh	Ga		261,38		2,69		703,1122
	Gt		144,29		4,57		659,40
	Gba		246,99		6,2		1531,33
Beban Nominal		5064,93	917,29			-15710,9	4534,548
Beban Ijin		7597,395	1375,935			-23566,4	6801,822

Tabel 5.16. Kombinasi Pembebanan IV

5.4.1.3 Perencanaan Pondasi Langsung

Direncanakan menggunakan pondasi *foot plat* (pondasi telapak) dengan kedalaman 2 meter dari elevasi dasar sungai karena dari hasil penyelidikan boring yang dilakukan sampai mencapai kedalaman 7 meter, mulai kedalaman 2 meter sudah dijumpai tanah keras dengan nilai SPT > 60.

Kestabilan konstruksi diperiksa terhadap kombinasi pembebanan yang paling maksimum pada tiap kombinasi. Dari empat kombinasi diperoleh :

$$V = 8570,702 \text{ kN}$$

$$H = 3025,596 \text{ kN}$$

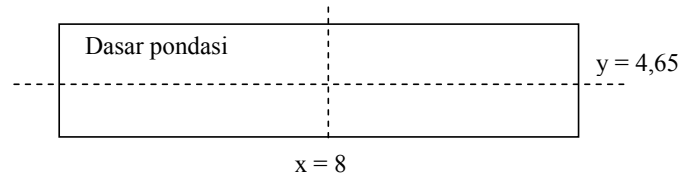
$$M_v = -25990,72 \text{ kNm}$$

$$M_h = 9996,819 \text{ kNm}$$

1. Perhitungan kapasitas pondasi *foot plat*.

Kapasitas pondasi :

$$\sigma \text{ maks} = \left(\frac{V}{A} \right) + \left(Mh * \frac{x}{Iy} \right) + \left(Mh * \frac{y}{Ix} \right)$$



$$V = 8570,702 \text{ kN}$$

$$Mh = 9996,819 \text{ kNm}$$

$$A = 4,65 \times 8 = 37,2 \text{ m}^2$$

$$Ix = \frac{1}{12} * 8^3 * 4,65 = 198,4 \text{ m}^4$$

$$Iy = \frac{1}{12} * 8 * 4,65^3 = 67,03 \text{ m}^4$$

$$\sigma \text{ mak} =$$

$$\left(\frac{8570,702}{37,2} \right) + \left(9996,819 * \frac{8}{67,03} \right) + \left(9996,819 * \frac{4,65}{198,4} \right) = 1657,8 \text{ kN/m}^2$$

Perhitungan daya dukung tanah :

Dari data tanah diperoleh :

$$N \text{ SPT} = 60 \quad \phi = 35^\circ$$

$$Ab = 37,2^2 \text{ m}$$

Menurut Mayerhoeff :

$$Pult = 40 \times N \times Ab$$

$$\sigma \text{ ult} = 40 \times 60$$

$$= 2400 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma \text{ safe} = 2400/3 = 800 \text{ t/m}^2$$

$$= 8000 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma \text{ safe} > \sigma \text{ maks} = 1657,8 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

2. Kestabilan terhadap guling

$$\frac{M_v}{M_h} = \frac{25990,72}{9996,819} = 2,59 > 2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

3. Kestabilan terhadap geser

Nilai adhesi pondasi beton dengan kepadatan tanah Kenyal, $C = 46-62 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{\sum V * \tan\phi + A_b * C}{\sum H} = \frac{8570,702 * 0,7 + 37,2 * 46}{3025,596} = 2,54 > 2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

4. Kestabilan terhadap eksentrisitas (e) dan daya dukung tanah

Tegangan tanah yang terjadi :

$$\left(\frac{1}{2}B - e\right) = \frac{\sum M}{V}$$

$$\left(\frac{1}{2} * 4,65 - e\right) = \frac{25990,72 - 5499,87}{8570,702}$$

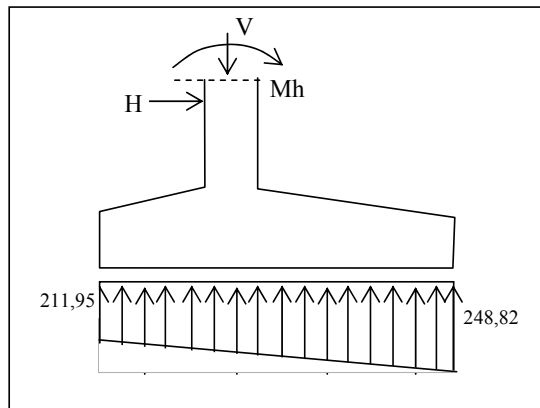
$$e = 0,06 < 1/6 * B = 0,775 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

$$\sigma = \frac{V}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$= \frac{8570,702}{4,65 * 8} * \left(1 \pm \frac{6 * 0,06}{4,65}\right) = 230,39 * (1 \pm 0,08)$$

$$\sigma_{\text{mak}} = 248,82 \text{ kN/m}^2 < 8000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

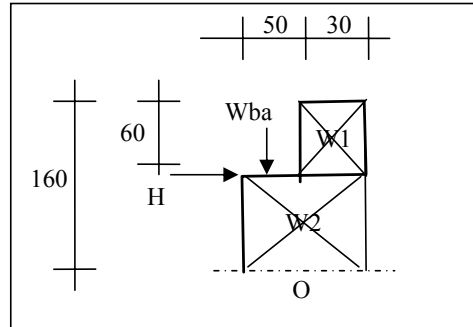
$$\sigma_{\text{min}} = 211,95 \text{ kN/m}^2 < 8000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$



Gambar 5.38. Diagram bidang kontak

5.4.2 Penulangan Abutment dan pondasi langsung

1. Penulangan Kepala Abutment



Gambar 5.39. Pembebanan Kepala Abutmen

- Berat sendiri kepala abutment :

$$W1 = 0,6 * 0,3 * 8 * 2,5 = 3,6 \text{ ton} = 36 \text{ kN}$$

$$W2 = 0,8 * 1 * 8 * 2,5 = 16 \text{ ton} = 160 \text{ kN}$$

$$W_a = 36 + 160 = 196 \text{ kN}$$

Titik berat kepala abutment dari titik O :

$$x = \frac{36 * 0,25 + 160 * 0}{196} = 0,045 \text{ m}$$

$$y = \frac{36 * 1,5 + 160 * 0,6}{196} = 0,76 \text{ m}$$

- Gaya Horizontal akibat beban gempa

$$K_{kb} = 0,14 * 196 = 27,44 \text{ kN}$$

- Beban akibat konstruksi atas

$$W_{ba} = 83,88 \text{ kN} \quad x = 0,15 \text{ m}$$

- Beban hidup

$$P_L = 461,2 \text{ kN} \quad x = 0,15 \text{ m}$$

- Momen Ultimate

$$\begin{aligned} MD &= W_a * x + W_{ba} * x \\ &= 196 * 0,03 + 83,88 * 0,15 \\ &= 18,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ML &= PL * x \\
 &= 461,2 * 0,03 = 13,83 \text{ kNm} \\
 Mkb &= Kkb * y \\
 &= 27,44 * 0,7 = 15,78 \text{ kNm} \\
 Mu &= 1,05 * (MD + ML + Mkb) \\
 &= 1,05 * (12,58 + 13,83 + 15,78) \\
 &= 44,29 \text{ kNm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 h &= 100 \text{ mm} \\
 d' &= 40 \text{ mm} \\
 d &= 1000 - 40 - 22 - 0,5(22) = 927 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{Mu}{bd^2} &= \rho * 0,8 * f_y (1 - 0,588 * \rho * f_y / f'_c) \\
 \frac{44,29 * 10^6}{1000 * 927^2} &= \rho * 0,8 * 400 (1 - 0,588 * \rho * 400 / 30)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,051 &= 320\rho (1 - 7,84\rho) \\
 0,051 &= 320\rho - 2508,8\rho^2 \\
 2508,8\rho^2 - 320\rho + 0,051 &= 0
 \end{aligned}$$

Dengan rumus ABC diperoleh : $\rho = 0,00015$

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

syarat $\rho_{\min} \leq \rho$

maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

- Tulangan utama

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho * b * d \\
 &= 0,0035 * 1000 * 927 \\
 &= 3244,5 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\varnothing 22 - 100$ ($A_s = 3801 \text{ mm}^2$)

- Tulangan bagi

Tulangan bagi diambil 20% $A_s = 20\% 3244 = 648.8 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan $\text{Ø}14 - 200$ (A_s tersedia 770 mm^2)

- Tulangan geser

Syarat diperlukan tulangan geser : $V_u > \phi V_c$

$$P_u = 1,05 * W_{ba}$$

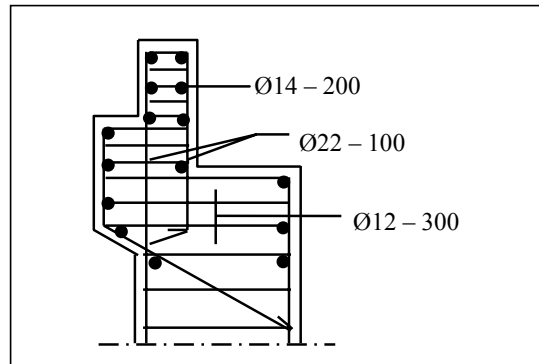
$$= 1,05 * 83,88 = 88,07 \text{ kN} = 88,07 * 10^3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} = 0,6 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} = 0,54$$

$$V_u = \frac{P_u}{b * d} = \frac{88,07 * 10^3}{8000 * 938} = 0.011 < \phi V_c$$

Tidak diperlukan tulangan geser :

Dipakai tulangan geser praktis $\text{Ø}12-300$ (646 mm^2)



Gambar.5.40. Penulangan Kepala Abutment

2. Penulangan Badan Abutment

Penulangan badan abutment ditinjau terhadap momen yang terjadi didasar badan abutment.

Direncanakan :

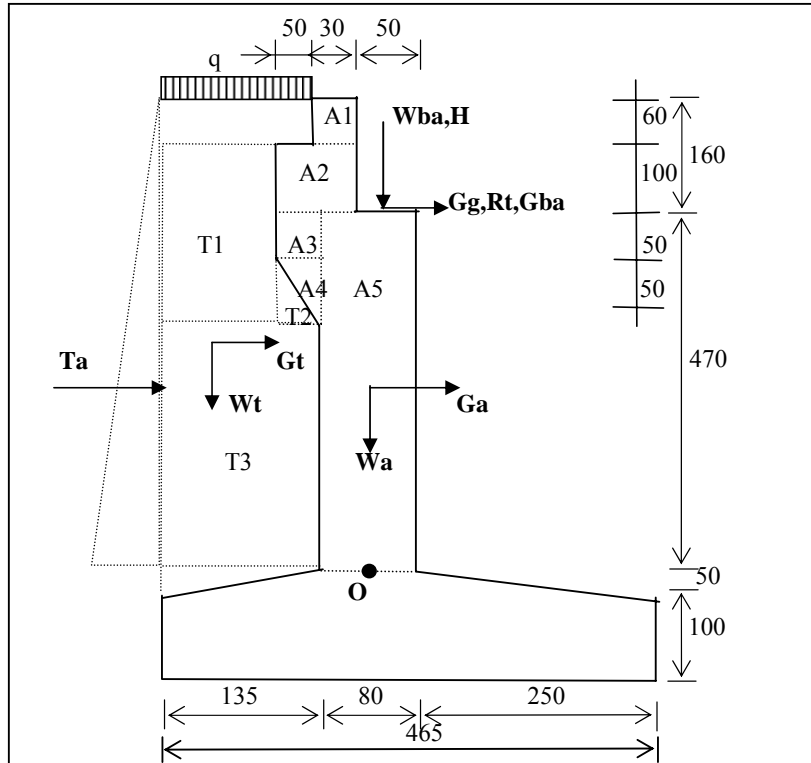
$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

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

$$d' = 1000 - 40 - 0,5 \times 20 - 12 = 938 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,8$$



Gambar 5.41. Pembebanan Pada Badan Abutment

No	Berat W (KN)	X (m)	W.X (KNm)	Y (m)	W.Y (KNm)
A1	0,6 x 0,5 x 8x 25 = 40	-0,15	-6	6,25	250
A2	0,8 x 1,0 x 8 x 25 = 160	-0,4	-64	5,45	872
A3	0,5 x 0,3 x 8 x 25 = 30	-0,65	-19,5	4,7	141
A4	0,5 x 0,5 x 0,6 x 8 x 25 = 30	-0,56	-16,8	3,7	111
A5	0,8 x 4,7 x 8 x 25 = 752	0	0	2,35	1767,2
	Jumlah		-106,3		3141,2
T1	0,85 x 2 x 8 x 18 = 244,8	-1,32	-323,136	4,2	1028,16
T2	0,5 x 0,5 x 0,5 x 8 x 18 = 18	-0,56	-10,08	2,6	46,8
T3	1,35 x 4,1 x 8 x 18 = 797,04	-1,07	-852,833	2,35	1873,044
	Jumlah		-1186,05		2948,004

Tabel.5.17. Pembebanan Akibat Berat Sendiri Abutment dan Tanah terhadap titik O

- Letak titik berat abutment dari titik O :

$$x = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{-106,3}{1012} = -0,105 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{3141,2}{1012} = 3,103 \text{ m}$$

- Letak titik berat tanah dari titik O :

$$x = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{-1186,05}{1059,84} = -1,12 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{2948,004}{1059,84} = 2,78 \text{ m}$$

Berikut ditinjau kembali beberapa kombinasi pembebanan pada abutment terhadap titik O. Dari perhitungan diperoleh :

Gg	= 264,63 kN	y = 4,7 m
Gh → Ga	= 261,38 kN	y = 3,103 m
Gba	= 246,99 kN	y = 4,7 m
Gt	= 144,29 kN	y = 2,78 m
H	= 1057 kN	x = 0,25 m
M → Wa	= 1012 kN	x = -0,105 m
Wt	= 1059,84 kN	x = -1,12 m
Wba	= 1264,25 kN	x = 0,25 m
Rt	= 41,2 kN	y = 4,7 m

Ta → Gaya yang bekerja per meter lebar tekanan tanah aktif :

$$Ta1 = q * Ka * H = 21,9 * 0,33 * 6,3 = 45,53 \text{ kN/m}$$

$$Ta2 = 0,5 * \gamma * Ka * H^2 = 0,5 * 18 * 0,33 * 6,3^2 = 117,87 \text{ kN/m} +$$

$$Ta \text{ tot} = 163,41 \text{ kN/m}$$

Berat total tekanan tanah sepanjang 8 m = 163,41 * 8 = 1307,27 kN

$$\text{Titik berat dari titik O, (y)} = \frac{(45,53 * 3,15) + (117,87 * 2,1)}{163,41} = 2,39 \text{ m}$$

Ta = 1307,27 kN jarak terhadap titik O, y = 2,39 m

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	1012		-0,10		-101,20	
	Wt	1059,84		-1,12		-1187,02	
	Wba	1264,25		0,25		316,06	
H		1057		0,25		264,25	
Ta			1307,27		2,39		3124,37
Beban Nominal		4393,09	1307,27			-707,908	3124,37
Beban Ijin		4393,09	1307,27			-707,908	3124,37

Tabel 5.18. Kombinasi Pembebanan I terhadap titik O

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	1012		-0,10		-101,2	
	Wt	1059,84		-1,12		-1187,02	
	Wba	1264,25		0,25		316,0625	
Gg			264,63		4,7		1243,761
Ta			1307,27		2,39		3124,375
Beban Nominal		3336,09	1571,9			-972,158	4368,136
Beban Ijin		4170,113	1964,875			-1215,2	5460,17

Tabel 5.19. Kombinasi Pembebanan II terhadap titik O

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik A		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
Komb I		4393,09	1307,27			-707,908	3124,37
Gg			264,63		4,7		1243,76
Beban Nominal		4393,09	1571,9			-707,908	4368,13
Beban Ijin		6150,326	2200,66			-991,071	6115,382

Tabel 5.20. Kombinasi Pembebanan III terhadap titik O

Beban		Gaya (kN)		Jarak ke titik O		Momen (kNm)	
Jenis	Bagian	V	H	x	y	MV	MH
M	Wa	1012		-0,10		-101,2	
	Wt	1059,84		-1,12		-1187,02	
	Wba	1264,25		0,25		316,0625	
Gg			264,63		4,7		1243,761
Gh	Ga		261,38		3,103		811,0621
	Gt		144,29		2,78		401,1262
	Gba		246,99		4,7		1160,853
Jumlah Nominal		3336,09	917,29			-972,158	3616,802
Beban Ijin		5004,135	1375,935			-1458,24	5425,204

Tabel 5.21. Kombinasi Pembebanan IV terhadap titik O

Dari beberapa kombinasi di atas diperoleh M_h maksimal sebesar :

$$M_h = 6115,382 \text{ kNm}$$

$$= 6115382 \text{ Nm}$$

$$M_U' = 1,6 \times M_h \text{ (SKSNI - T - 15 - 1991 - 03)}$$

$$= 1,6 \times 6115382$$

$$= 9784611,2 \text{ Nm}$$

$$M_U = \frac{M_U'}{L_{abutment}} = \frac{9784611,2}{8} = 1223076,4 \text{ Nm} = 1223076400 \text{ Nmm}$$

Penulangan :

$$M_U / bd^2 = \rho \times \emptyset \times f_y \times (1 - 0,588\rho - f_y / f'_c)$$

$$1223076400 / 1000 \times 938^2 = \rho \times 0,8 \times 400 (1 - 0,588 \times \rho \times 400 / 30)$$

$$1,39 = 320\rho (1 - 7,84\rho)$$

$$1,39 = 320\rho - 2508,8\rho^2$$

$$2508,8\rho^2 - 320\rho + 1,39 = 0,0045$$

Dengan rumus ABC diperoleh : $\rho = 0,0045$

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

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

maka digunakan $\rho = 0,0045$

- Tulangan utama

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0045 \times 1000 \times 938 \\ &= 4221 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\emptyset 25 - 100$ ($A_s = 4908,7 \text{ mm}^2$)

- Tulangan bagi

$$\text{Diambil } 20 \% \text{ tualangan utama} = 20 \% \times 4221 = 844,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan bagi $\emptyset 19 - 250$ ($A_s = 1134 \text{ mm}^2$)

- Tulangan geser

Syarat diperlukan tulangan geser : $V_u > \phi V_c$

$$H_u = 1.05 * H \text{ maks}$$

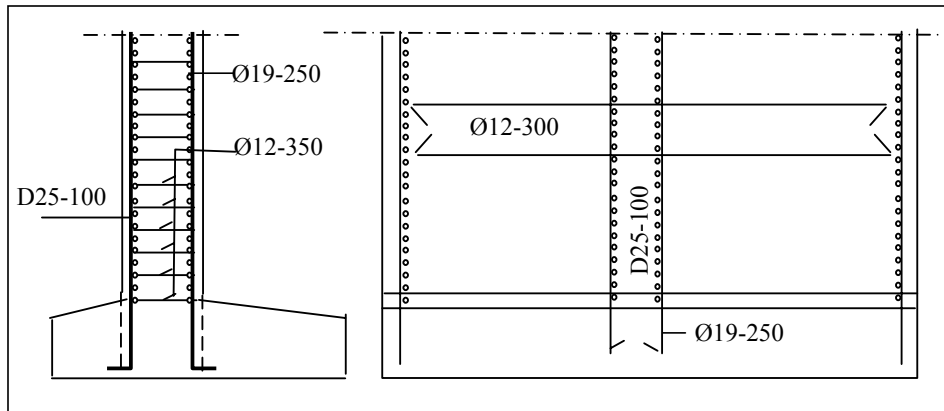
$$= 1.05 * 2200,66 \text{ kN} = 2310,69 \text{ kN} = 2310690 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} = 0,6 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} = 0.54$$

$$V_u = \frac{H_u}{b * d} = \frac{2310690}{8000 * 938} = 0,307 < \phi V_c$$

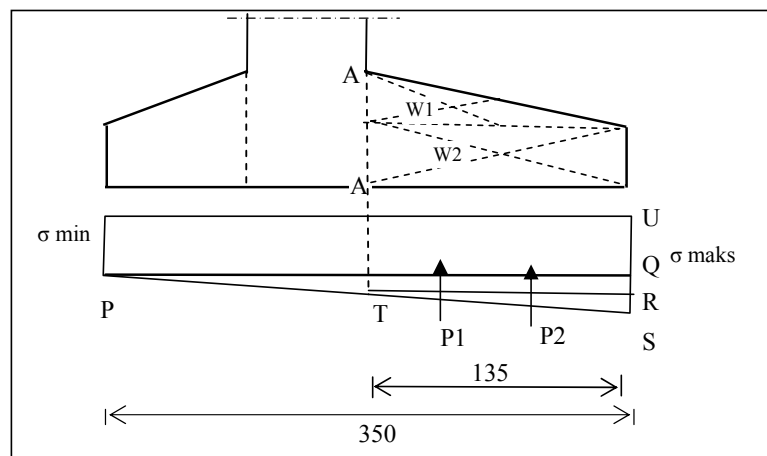
Tidak diperlukan tulangan geser :

Dipakai tulangan geser praktis $\text{Ø}12\text{-}300$ (646 mm^2)



Gambar 5.42. Penulangan Badan Abutment

3. Penulangan Pondasi



Gambar 5.43 Pembebanan Pondasi

Dari perhitungan eksentrisitas dan tegangan tanah yang terjadi :

$$\sigma_{\text{mak}} = 248,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 211,45 \text{ kN/m}^2$$

$$W1 = 0,5 * 2,5 * 0,5 * 25 * 8 = 125 \text{ kN}$$

$$W2 = 2,5 * 0,5 * 25 * 8 = 250 \text{ kN}$$

Gaya lintang pada potongan A – A :

Dari diagram kontak PQS

$$TR = 2,5 \text{ m}$$

$$PQ = 4,65 \text{ m}$$

$$SQ = 250 - 125 = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{SR}{SQ} = \frac{TR}{PQ} \rightarrow SR = \frac{2,5}{4,65} * 125 = 67,2 \text{ kN/m}^2$$

$$RU = 250 - 67,2 = 182,79 \text{ kN/m}^2$$

Gaya lintang :

$$P1 = 2,5 * 8 * 182,79 = 3655,91 \text{ kN}$$

$$P2 = \frac{1}{2} * 2,5 * 8 * 182,79 = 1827,9 \text{ kN}$$

Momen pada potongan A – A :

$$\begin{aligned} M &= P1 * \frac{1}{2} * 2,5 + P2 * \frac{2}{3} * 2,5 - W1 * 0,833 - W2 * 1,25 \\ &= 3655,91 * \frac{1}{2} * 2,5 + 1827,9 * \frac{2}{3} * 2,5 - 125 * 0,833 - 250 * 1,25 \\ &= 7246,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

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

$$d' = 1000 - 40 - \frac{1}{2} * 20 - 12 = 938 \text{ mm}$$

Perhitungan penulangan :

$$Mu = M/8 = 7246,98 / 8 = 905,87 \text{ kNm} = 9,0587 * 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \phi \cdot fy \left[1 - 0,588\rho, \frac{fy}{fc'} \right]$$

$$\frac{9,0587 * 10^8}{1000 * 938^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot 400 \left[1 - 0,588\rho, \frac{400}{30} \right]$$

$$1,029 = 320\rho (1 - 7,84\rho)$$

$$1,029 = 320\rho - 2508,8\rho^2$$

$$2508,8\rho^2 - 320\rho + 1,029 = 0$$

Dengan rumus ABC diperoleh :

$$\rho = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y'} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

syarat $\rho_{\min} \leq \rho$

maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

- Tulangan utama

$$A = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 938 = 3283 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø22 – 100 ($A_s = 3800 \text{ mm}^2$)

- Tulangan bagi

$$\text{Tulangan bagi diambil } 20\% A = 20\% \times 3800 = 760 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø16 – 250 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)

- Tulangan geser

Syarat diperlukan tulangan geser : $V_u > \phi V_c$

$$P_u = 1.05 * (W_{ba} + W_{badan \text{ abutment}})$$

$$= 1.05 * (1264,25 + 1012)$$

$$= 2277,25 \text{ kN}$$

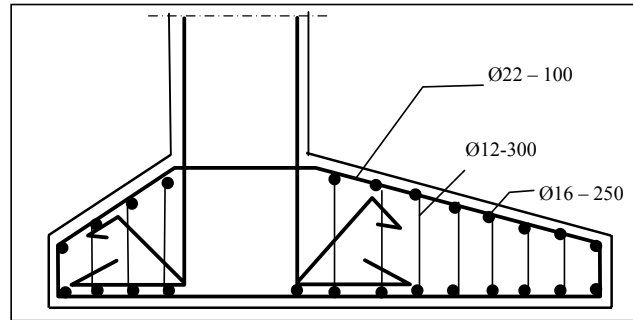
$$= 2,277250 * 10^6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} = 0.6 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} = 0.54$$

$$V_u = \frac{P_u}{b * d} = \frac{2,27725 * 10^6}{8000 * 938} = 0.303 < \phi V_c$$

Tidak diperlukan tulangan geser :

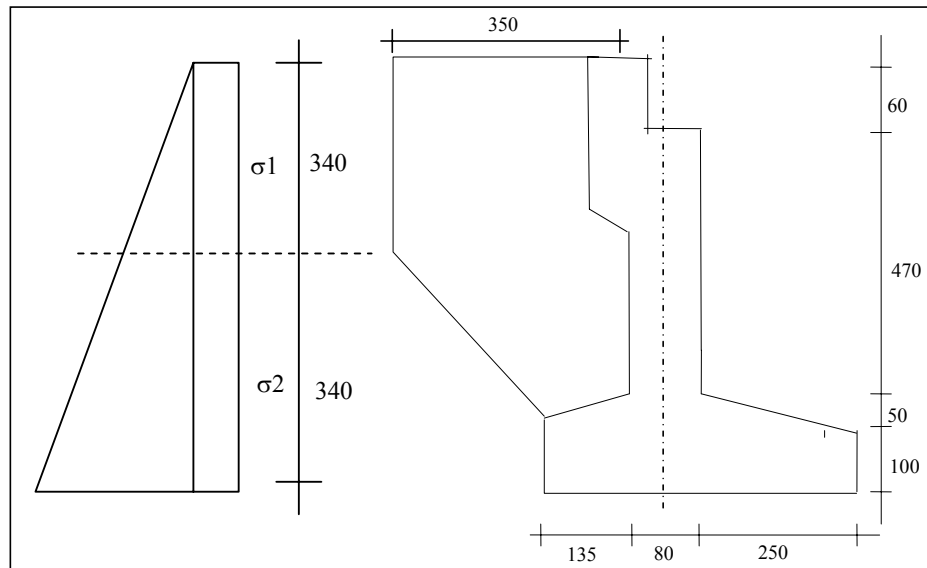
Dipakai tulangan geser praktis Ø12-300 (646 mm^2)



Gambar 5.44 Penulangan Pondasi

5.4.5. Perencanaan Wing Wall

Perencanaan *wing wall* bertujuan untuk menahan stabilisasi tanah urugan dibelakang abutmen.



Gambar 5.45 Pembebanan Untuk Wing Wall

Tanah merupakan tanah urugan, diambil tanah dengan data sebagai berikut :

$$\gamma_t = 17,28 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$C = 19 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} K_a &= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 (45 - 12) \\ &= 0,42 \end{aligned}$$

$$q = 0,6 * \gamma = 0,6 * 17,28 = 10,36 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan-tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= (q \times K_a) \\ &= (10,36 \times 0,42) \\ &= 4,35 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= (\gamma \times K_a \times h) \\ &= (17,28 \times 0,42 \times 5,8) \\ &= 42,09 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif :

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times 3,4 + \sigma_1 \times 2,26 \\ &= \frac{1}{2} \times 42,09 \times 3,4 + 4,35 \times 3,4 \\ &= 86,34 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Penulangan *Wing Wall* :

Tebal plat 300 mm

d diambil 260 mm

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} P_a * l^2 \\ &= 86,34 \times 3,5^2 \\ &= 528,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

maka :

$$\frac{M_u}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y (1 - 0,588 \times \rho \times f_y / f'_c)$$

$$\frac{528,83 * 10^6}{1000 \times 260^2} = \rho \times 0,8 \times 2400 (1 - 0,588 \times \rho \times 2400 / 22,5)$$

$$12042,24 \rho^2 - 1920 \rho + 7,822 = 0$$

Dengan rumus ABC diperoleh :

$$\rho = 0,0081$$

$$\rho \text{ min} = 0,0044$$

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

maka digunakan $\rho = 0,0081$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0081 \times 1000 \times 260 \\ &= 2106 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

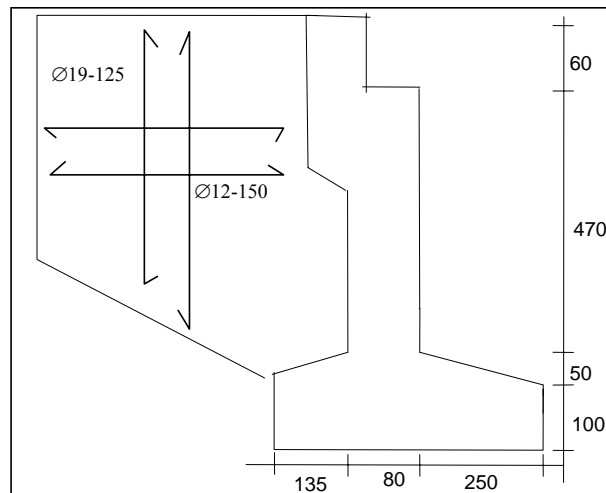
Digunakan tulangan $\varnothing 19 - 125$ ($A_s = 2268 \text{ mm}^2$)

Checking :

$$\begin{aligned} \rho &= A_s \text{ terpasang} / (b \times d) \\ &= 2268 / (1000 \times 260) \\ &= 0,0087 < \rho \text{ max} \dots \dots \dots (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Tulangan Pembagi

$$\begin{aligned} &= 0,0025 \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 260 \\ &= 650 \text{ mm}^2. \text{ Digunakan tulangan } \varnothing 12 - 150 \text{ (} A_s = 754 \text{ mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$



Gambar 5.46 Penulangan *Wing Wall*

5.5 PERHITUNGAN PERKERASAN OPRIT

▪ Data kendaraan LHR tahun 2006

Umur rencana (n) = 20 tahun

No	Jenis Kendaraan	LHR tahun 2000		LHR tahun x = 4068 + 331 x kend / hari / 2 arah	
		kend / hari / 2 arah	%	LHR 2006	LHR 2026
1	Sepeda motor	2357	45 %	3171	6150
2	Mobil 2 ton (1 + 1)	1659	31,6 %	2226	4319
3	Bus 8 ton (3 + 5)	1099	21 %	1480	2870
4	Truk 2 as 13 ton (5 + 8)	101	1,8 %	127	246
5	Truk 3 as 20 ton (6 + 14)	32	0,6 %	43	82
	Jumlah	5248	100 %	7047	13667

▪ Faktor Regional

$$\text{Prosentase kendaraan berat} = \frac{(246 + 82) \times 100\%}{13667} = 2,4 \% < 30\%$$

Iklim II curah hujan > 900 mm/tahun

Kelandaian I < 6 %

Dari Daftar IV diperoleh :

Faktor Regional = 1,5

▪ Koefisien Distribusi Kendaraan

Lebar perkerasan = 2 x 3,5 m

Dari Daftar II (untuk jumlah jalur = 2) diperoleh :

Harga C untuk : Kendaraan ringan C = 0,5

Kendaraan berat C = 0,5

▪ Angka Ekuivalen (E)

$$\text{Mobil 2 T (1 + 1)} = 0,0002 + 0,0002 = 0,0004$$

$$\text{Bus 8 T (3 + 5)} = 0,0183 + 0,1410 = 0,1593$$

$$\text{Truk 2 as 13 T (5 + 8)} = 0,1410 + 0,9220 = 1,0648$$

$$\text{Truk 3 as 20 T (6 + 20)} = 0,2923 + 3,097 = 3,3897$$

▪ Lintas Ekivalen Permulaan (LEP)

$$LEP = \sum LHR \times C \times E$$

Mobil 2 T (1 + 1)	= 2226 * 0,0004	= 0,89
Bus 8 T (3 + 5)	= 1480 * 0,1593	= 235,76
Truk 2 as 13 T (5 + 8)	= 127 * 1,0648	= 135,22
Truk 3 as 20 T (6 + 20)	= 43 * 3,3897	= <u>145,75 +</u>
	Total	= 571,627

▪ Lintas Ekivalen Akhir (LEA)

$$LEA = \sum LHR \times C \times E$$

Mobil 2 T (1 + 1)	= 4319 * 0,0004	= 1,72
Bus 8 T (2 + 3)	= 2870 * 0,1593	= 457,19
Truk 2 as 8 T (3 + 5)	= 246 * 1,0648	= 261,94
Truk 3 as	= 82 * 3,3897	= <u>277,95 +</u>
	Total	= 998,805

• Lintas Ekivalen Tengah (LET)

$$LET = (LEP + LEA) : 2 = (571,627 + 998,805) : 2 = 785,216$$

▪ Lintas Ekivalen Rencana (LER)

$$\text{Faktor Penyesuaian (FP)} = 1/10 \times \text{usia rencana} = 1/10 \times 20 = 2$$

$$LER = LET \times FP = 785,216 \times 2 = 1570,43$$

$$FR = 1,5$$

▪ Menghitung Indeks Tebal Perkerasan (ITP)

- Lapis podasi atas menggunakan batu pecah dengan CBR = 80%
- Lapis pondasi bawah menggunakan sirtu dengan CBR = 50%
- Lapis tanah perbaikan menggunakan urugan dengan CBR = 6%
- Lapis tanah dasar dengan CBR = 3,4%

I_{pt} (indeks permukaan pada akhir umur rencana) = 1,5

I_{po} (dari daftar VI PPTPLJR 1987) akan didapat IP pada umur rencana > 4

Dari gambar 1 korelasi : DDT dengan CBR 3,4 % diperoleh nilai DDT = 4

: DDT dengan CBR 6 % diperoleh nilai DDT = 6

$$W_{18} = LER \times 3650 = 1570,43 \times 3650 = 5284126,9$$

$$\text{Log } W_{18} = 6,7229$$

$$\text{Log } W_{18} = 9,36 \text{Log} \left(\frac{I_{TP}}{2,54} + 1 \right) - 0,20 + \frac{\text{Log} \left(\frac{I_{Po} - I_{Pt}}{4,2 - 1,5} \right)}{0,4 + \frac{1094}{\left(\frac{I_{TP}}{2,54} + 1 \right)^2}} \text{Log} \frac{1}{FR} + 0,372(DDT - 3)$$

$$\text{Diperoleh } I_{TP_{\text{total}}} (DDT = 4) = 10,6 \text{ cm}$$

$$I_{TP_1} (DDT = 6) = 8,2 \text{ cm}$$

$$I_{TP_2} = 10,6 - 8,2 = 2,4 \text{ cm}$$

▪ Menentukan Tebal Lapisan

Laston (MS 744) tebal 10 cm, $a_1 = 0,35 \rightarrow I_{TP_a} = 10 \times 0,35 = 3,5$

Batu pecah kelas A CBR 80% tebal 20 cm, $a_2 = 0,13 \rightarrow I_{TP_b} = 20 \times 0,13 = 5,45$

Sirtu kelas A CBR 50 %, $a_3 = 0,12 \rightarrow I_{TP_c} = D_3 \times 0,12$

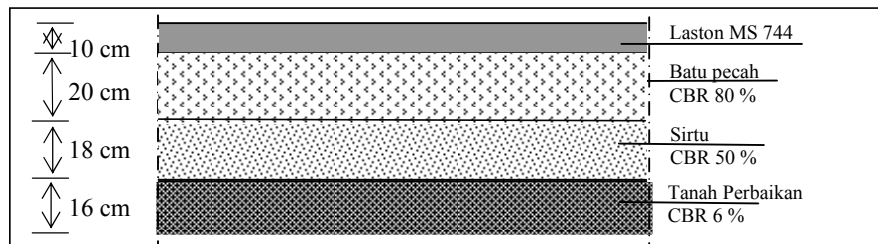
$$I_{TP_1} = 3,5 + 2,6 + D_3 \times 0,12$$

$$8,2 = 6,1 + D_3 \times 0,12$$

$$D_3 = \frac{8,2 - 6,1}{0,12} = 17,5 \approx 18 \text{ cm}$$

Tanah perbaikan CBR 6 %, $a_4 = 0,15 \rightarrow I_{TP_2} = 2,4 \text{ cm} = D_4 \times 0,15$

$$D_4 = 2,4 / 0,15 = 16 \text{ cm}$$

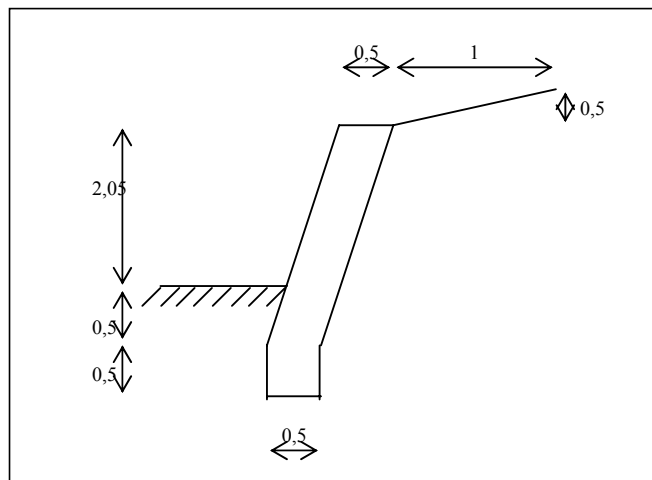


Gambar 5.47 Perkerasan oprit

5.6 BANGUNAN PELENGKAP

5.6.1 Dinding Penahan Tanah

Dinding Penahan Tanah direncanakan untuk menahan tanah timbunan pada oprit, sehingga kondisi tanah timbunan tetap stabil. Dinding penahan tanah tersebut direncanakan terletak di sisi – sisi samping kanan dan kiri dari oprit, memanjang sepanjang oprit yang ada. Tanah yang harus ditahan, direncanakan selebar wing wall.



Gambar 5.48 Perencanaan dinding penahan tanah

Data – data Teknis :

Bahan = Pasangan Batu Kali

Berat Jenis = $2,2 \text{ ton/m}^3$

BJ tanah = $1,593 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 30,17^\circ$

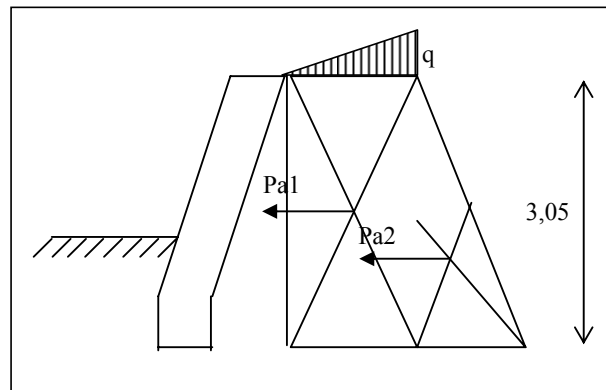
$c = 0,04 \text{ ton/m}^2$

5.6.1.1 Perhitungan Gaya – gaya yang bekerja pada dinding

◆ Perhitungan tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45 - \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 - 30,17/2) \\ &= 0,331 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 (45 + \phi/2) \\ &= \tan^2 (45 + 30,17/2) \\ &= 3,021 \end{aligned}$$



Gambar 5.49 Tekanan tanah aktif pada dinding penahan tanah

Perataan Beban Segi Tiga

$$\begin{aligned} q &= (BJ \text{ tanah} \times 0,5) / 2 \\ &= (1,593 \times 0,5) / 2 \\ &= 0,39825 \text{ ton /m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_r &= 0,5 q \\ &= 0,5 \times 0,39825 \\ &= 0,199125 \text{ ton /m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= q_r \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \\ &= 0,199125 \times 0,331 - 2 \times 0,04 \times \sqrt{0,331} \\ &= - 0,394 \text{ ton /m}^2 \end{aligned}$$

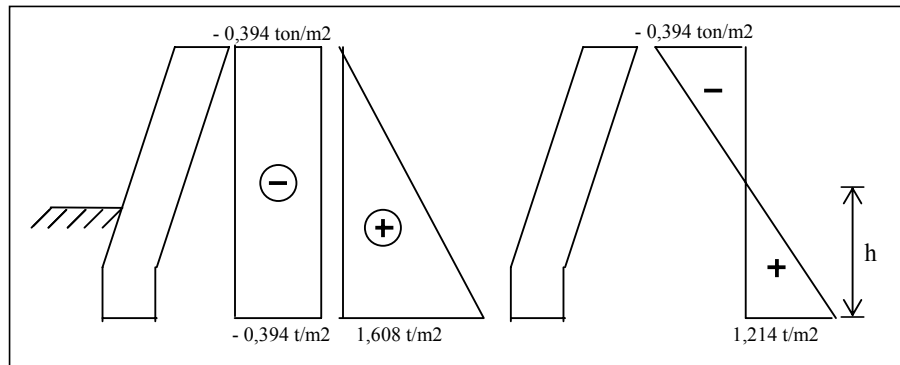
$$\sigma_{a2} = K_a \times \gamma \times h$$

$$= 0,331 \times 1,593 \times 3,05$$

$$= 1,608 \text{ ton / m}^2$$

$$\sigma_a = \sigma_{a1} + \sigma_{a2} = - 0,394 + 1,608 = 1,214 \text{ ton / m}^2$$

Sehingga diagram tegangannya menjadi :



Gambar 5.50 Diagram tegangan tanah akibat Ta

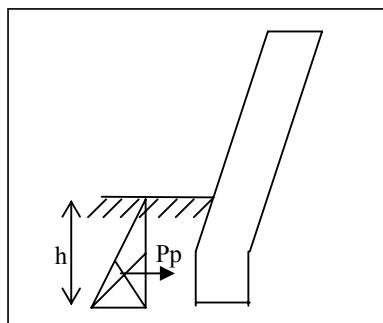
$$h = 1,214 \times 3,5 / 1,845 = 2,754 \text{ m}$$

$$P_a = \sigma_a \times h \times b ; b = 1 \text{ m}$$

$$= 1,451 \times 3,5 \times 1$$

$$= 3,994 \text{ ton}$$

◆ Perhitungan Tekanan Tanah Pasif (Pp)

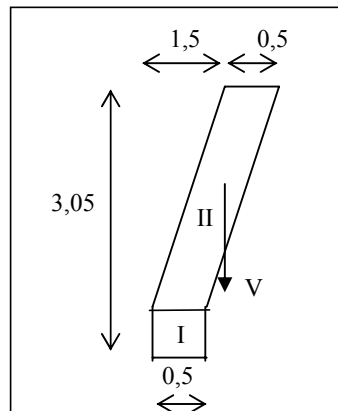


Gambar 5.51 Tek tanah pasif pada dinding penahan tanah

$$\begin{aligned}\sigma_p &= K_p \times \gamma \times h \\ &= 3,021 \times 1,593 \times 1 \\ &= 4,812 \text{ ton / m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_p &= \sigma_{p1} \times h/2 \times b ; b = 1 \text{ m} \\ &= 4,812 \times 0,5 \times 1 \\ &= 2,406 \text{ ton / m}^2\end{aligned}$$

◆ **Perhitungan Gaya Vertikal Berat Sendiri (V)**



Gambar 5.52 Berat sendiri dinding penahan tanah

$$\begin{aligned}V &= A \times \gamma_{\text{batu kali}} \times b ; b = 1 \text{ m} \\ &= ((0,5 \times 0,5) + (2 \times 0,5 \times 3,163)) \times 2,2 \times 1 \\ &= 7,5086 \text{ ton}\end{aligned}$$

Titik berat konstruksi :

Bagian	Bi (m)	Hi (m)	Ai (m ²)	Xi (m)	Ai x Xi (m ³)
I	0,500	0,500	0,250	0,250	0,0625
II	0,500	3,500	3,163	1	3,163
			3,413		3,225

$$A * x = \sum A_i \times X_i$$

$$x = \sum A_i \times X_i / A$$

$$x = 3,225/3,4130 = 0,94 \text{ m}$$

5.6.1.2 Kontrol Kestabilan Konstruksi
◆ Kontrol Terhadap Stabilitas Guling

$$\begin{aligned}
 Sf_{\text{guling}} &= \sum M_v / \sum M_H \\
 &= (V \times X + P_p \times h/3) / (P_a \times h/3) \\
 &= (7,5086 \times 0,94 + 2,406 \times 3,5/3) / (3,994 \times 2,754/3) \\
 &= 2,69 > 1,5 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

◆ Kontrol Terhadap Stabilitas Geser

$$\begin{aligned}
 \phi &= 30^\circ, \text{ adhesi} = 4,2 \text{ t/m}^2 \\
 Sf_{\text{geser}} &= \frac{\sum V * \tan\phi + b * ad + \sum P_p}{\sum P_a} \\
 &= \frac{7,5068 * 0,577 + 0,5 * 4,2 + 2,406}{3,994} \\
 &= 2,213 > 1,5 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

◆ Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah

Tegangan Tanah yang terjadi pada dasar tapak :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{1,2} &= N / A \pm M / W \\
 \sigma_{1,2} &= 7,5086 / (1 \times 0,5) \pm (7,5086 \times 2,406 - 3,994 \times 2,754/3) \\
 \sigma_1 &= 29,4162 \\
 \sigma_2 &= 0,6182
 \end{aligned}$$

Daya Dukung Tanah yang terjadi :

$$\phi = 30,17^\circ$$

Dari koefisien daya dukung Terzaghi , untuk sudut geser $30,17^\circ$, didapat harga – harga sebagai berikut :

$$N_c = 33,5$$

$$N_q = 22,7$$

$$N_\gamma = 22,6$$

Daya Dukung Tanah :

$$\begin{aligned}
 q &= c \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \\
 &= (0,04 \times 33,5) + (1,593 \times 1 \times 22,7) + (0,5 \times 1,593 \times 1 \times 22,6) \\
 &= 55,502 > \sigma_{1.2} \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

5.6.2 Drainase

Saluran Drainase yang direncanakan adalah untuk melindungi jalan, khususnya oprit dari pengaruh buruk air terhadap kekuatan dan stabilitas bangunan. Saluran drainase ini direncanakan mengalir di samping – samping jalan dari permulaaan tanjakan oprit, berangsur – angsur menurun sepanjang panjang oprit , dan berakhir pada sungai.

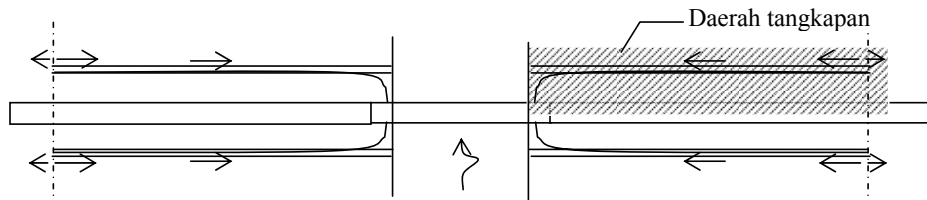
- Perhitungan dimensi saluran

Diketahui data sebagai berikut :

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

$C = 0,6$ (koefisien run off)

$$I = 52,44 \text{ mm / jam} = 1,456 \cdot 10^{-5} \text{ m/dt}$$

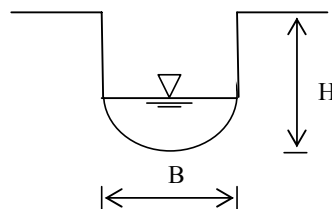


$$A = 90 \times 7 = 630 \text{ m}^2$$

Maka :

$$Q = 0,6 \times 1,456 \cdot 10^{-5} \times 630 = 0,0055 \text{ m}^3/\text{det}$$

Rencana dimensi saluran :



Rumus manning :

$$F = \frac{1}{2} * 3,14 * (\frac{1}{2}B)^2 = 0,392 B^2$$

$$P = B + \frac{1}{2} * \frac{1}{4} * 3,14 * B = 1,392 B$$

$$R = F / P = 0,329B^2 / 1,392B = 0,236 B$$

$n = 0,025$ (koefisien manning)

$S = 0,0021$ (kemiringan dasar saluran)

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * F$$

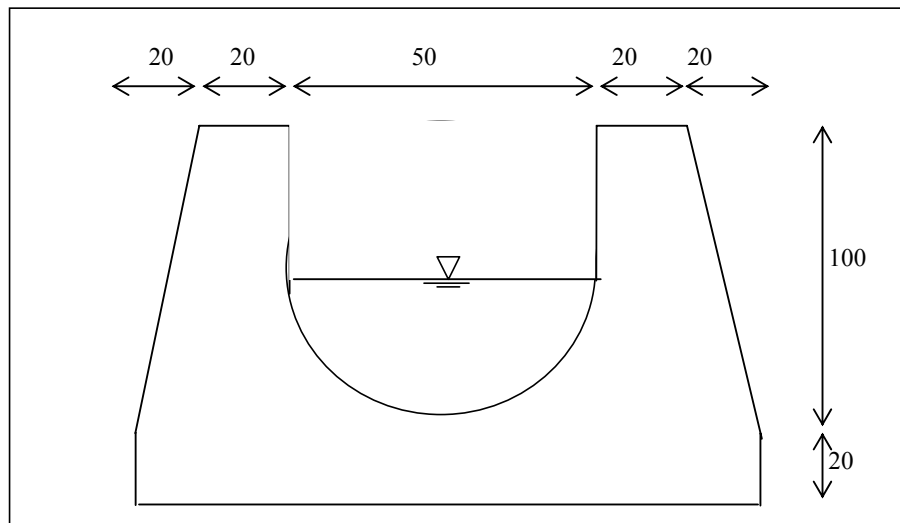
$$0,0055 = \frac{1}{0,025} * (0,236B)^{\frac{2}{3}} * 0,0021^{\frac{1}{2}} * (0,392B)^2$$

$$= 40 * 0,381B^{\frac{2}{3}} * 0,0458 * 0,153B^2$$

$$0,0055 = 0,106 B^{8/3}$$

$$B = 0,32 \text{ m}$$

Saluran drainase tersebut direncanakan terbuat dari pasangan batu kali, dengan penampang potongan melintang seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 5.53 Penampang melintang drainase

