

BAB V PERHITUNGAN STRUKTUR

Pada perencanaan konstruksi suatu jembatan, perhitungan elemen-elemen struktural pembentuk konstruksi secara keseluruhan perlu diperhitungkan secara akurat, efektif, dan memperhatikan keekonomisan struktur. Perencanaan tersebut dijelaskan secara umum dengan urutan perencanaan bangunan atas, bangunan bawah, dan bangunan pelengkap jembatan.

Perencanaan bangunan atas pada pembangunan *flyover* meliputi perencanaan-perencanaan :

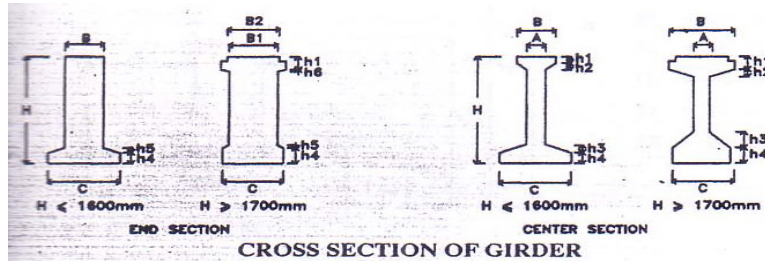
- Sandaran
- Plat lantai jembatan
- Diafragma
- Balok girder

Dengan spesifikasi masing-masing adalah sebagai berikut :

Konstruksi	Mutu Beton (f_c)	Mutu Tul Baja (f_y)	Berat Jenis Beton Bertulang (γ_c)	Diameter Tulangan Utama
Sandaran	25 Mpa / 250 Kg/cm ²	240 Mpa / 2400 Kg/cm ²	2500 Kg/m ³ 2,5 Ton/m ³	D 13 mm
Plat Lantai Kendaraan	35 Mpa / 350 Kg/cm ²	400 Mpa / 4000 Kg/cm ²	2500 Kg/m ³ 2,5 Ton/m ³	D 13 mm
Deck Slab	35 Mpa / 350 Kg/cm ²	240 Mpa / 2400 Kg/cm ²	2500 Kg/m ³ 2,5 Ton/m ³	Ø 8 mm
Diafragma	25 Mpa / 250 Kg/cm ²	400 Mpa / 4000 Kg/cm ²	2500 Kg/m ³ 2,5 Ton/m ³	D 19 mm

(tabel 5.1 Spesifikasi Konstruksi)

Bentuk dan spesifikasi untuk balok girder di gunakan sesuai yang ada di pasaran :



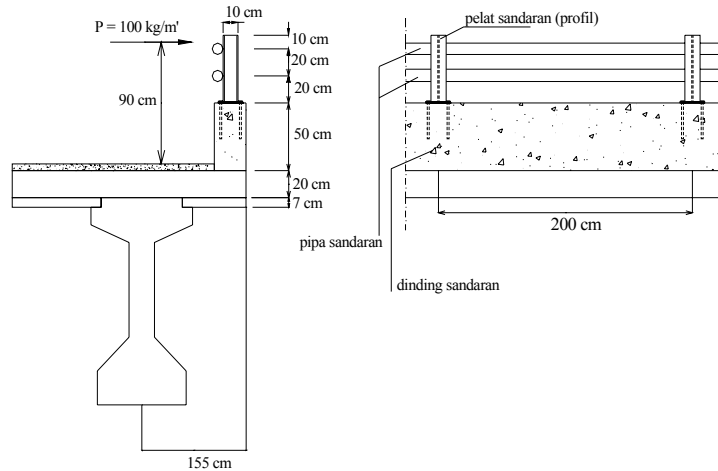
DIMENSION OF PC I-GIRDER						
Notation	Unit	H-Cm				
		90	125	160	170	210
h1	mm	75	75	124	200	200
h2	mm	75	75	75	120	120
h3	mm	100	100	100	250	250
h4	mm	125	125	225	250	250
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50
h6	mm	-	-	-	40	40
A	mm	170	170	180	200	200
B	mm	350	350	550	800	800
B1	mm	-	-	-	600	600
B2	mm	-	-	-	640	640
C	mm	650	650	650	700	700

Sumber : Panduan Produk Bridge Girders, PT. WIJAYA KARYA BETON

5.1. Perhitungan Sandaran

Spesifikasi :

- Mutu beton (f_c) = 25 Mpa (250 Kg/cm²)
- Mutu tulangan baja (f_y) = 240 Mpa (2400 Kg/cm²)
- Muatan horizontal H = 100 Kg/m
- Tinggi tiang sandaran = 100 cm
- Jarak tiang sandaran = 200 cm
- Pipa sandaran :
 - \varnothing 76,3 mm menggunakan BJ 37
 - $t = 2,4$ mm
 - $G = 4,37$ Kg/m
 - $W = 9,98$ cm³ (Ir. Sunggono KH. Hal 299)



Gambar 5.1 Konstruksi Sandaran *fly over*

5.1.1. Pipa Sandaran

Pada pipa sandaran bekerja beban horizontal sebesar 100 kg/m terletak 90 cm di atas plat lantai jembatan (PPPJJR 1987, hal 10).

a. Pembebanan :

- Beban Vertikal

$$\text{Berat sendiri pipa} = 4,37 \text{ Kg/m}$$

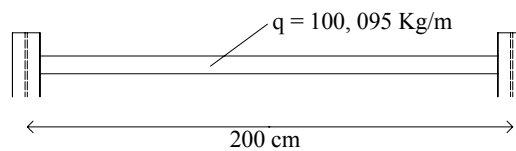
$$\text{Beban Luar} = 100 \text{ Kg/m}$$

$$q \text{ vertikal} = \frac{\quad}{\quad} +$$

$$= 104,37 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- Beban yang terjadi} = \sqrt{(4,37)^2 + (100)^2} = 100,095 \text{ Kg/m}$$

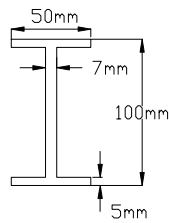
b. Kontrol terhadap kekuatan pipa :



Gambar 5.2 Reaksi Perletakan Pipa

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{12} * q * l^2 \\
 &= \frac{1}{12} * 100,095 * 2^2 = 33,65 \text{ Kg. m} \\
 &= 3365 \text{ Kg cm} \\
 \sigma &= \frac{M}{W} \\
 \sigma &= \frac{3365}{9,98} = 337,17 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \sigma &= 337,17 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots \text{Pipa aman}
 \end{aligned}$$

5.1.2. Pelat Sandaran



Gambar 5.3 Profil Pelat Baja

Profil ST-37 :

B= 50 mm

H= 100 mm

t1= 5 mm

t2= 7 mm

I= 187 cm⁴

W=37,5 cm³

G= 9,3 kg/m

Tebal badan =5 mm

Tebal sayap= 7 mm

Beban horisontal= 2x100 = 200 kg

Tinggi profil = 50 cm

Mmax yang terjadi = $200 \times 50 = 10000 \text{ kgcm}$

Cek tegangan yang terjadi = $\sigma_u < \sigma_{ijin}$

$$\frac{Mu}{w} = \frac{10000}{37,5} = 266,7 \text{ kg/cm}^2 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.3. Dinding Sandaran

Muatan horisontal H = 100 kg/m (letak H = 90)

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

Gaya momen M = $p \times h = 2,00 \times 0,9 = 180 \text{ kgm}$

$$Mu = Mn / \phi = 180 / 0,8 = 225 \text{ kgm} = 2250000 \text{ Nmm}$$

$$R_1 = 0,85 f'_c = 0,85 \times 25 = 21,25 \text{ Mpa}$$

Ø Tul. Utama = 12 mm

Ø Tul. Sengkang = 10 mm

Tebal selimut beton (p) = 4 cm

Tebal efektif d = $250 - 40 - 0,5 \times 13 - 10 = 194 \text{ mm}$

$$k = \frac{Mu}{bd^2 R_1} = \frac{2250000}{1000 \cdot 194^2 \cdot 21,25} = 0,0028$$

$$F = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0028} = 0,0028$$

$$F_{max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 240} = 0,455 \dots \dots F < F_{max}$$

$$\rho = F \cdot R_1 / f_y = 0,0028 \times 21,25 / 240 = 0,00025 < \rho_{min} = 0,0058$$

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

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0058 \times 1000 \times 19,4 = 1125,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D13-75 (As terpasang 1773,3 mm²)

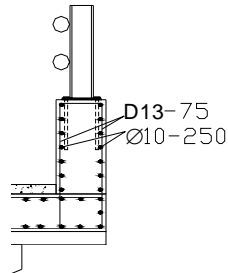
$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 1773,3 / (1000 \times 195) = 0,0091$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \dots \text{ok}$$

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

$$= 0,2 \times 1508 = 301,6 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang digunakan = Ø 10-250 (As=314 mm²)



Gb.5.4 Penulangan Dinding Sandaran

5.1.4. Pelat landas

Direncanakan:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Profil sandaran = baja H 100x50 mm

Tinggi sandaran = 50 cm

Gaya P = 200 kg

$$\sigma_{\text{beton}} = 0.3 \times 250 = 75 \text{ kg/cm}^2$$

Penentuan dimensi pelat

$$\sigma = P/A$$

$$A = 200/75 = 2.667 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dibuat ukuran} = 15 \times 15 = 225 \text{ cm}^2 > A$$

Menentukan tebal pelat :

$$n = \frac{B - 0.8b}{2} ; b = \text{lebar sayap}$$

$$M = \frac{L - 0.95d}{2} ; d = \text{tinggi penampang badan}$$

$$= \frac{15 - 0.95 \times 10}{2} = 2.75$$

Tebal pelat arah L

$$T = \sqrt{\frac{3\sigma b m^2}{0.75\sigma_y}} = \sqrt{\frac{3 \times 75 \times (2.75)^2}{0.75 \times 2400}} = 0.97$$

Tebal pelat arah B

$$T = \sqrt{\frac{3\sigma_b \cdot n^2}{0.75\sigma_y}} = \sqrt{\frac{3 \times 75 \times (5,5)^2}{0.75 \times 2400}} = 1.94$$

Dipakai tebal = $1.94 \cong 2$ cm

Ukuran pelat landas = $15 \times 15 \times 2$ cm

Menentukan angkur:

$$\sigma = P/A$$

$$0.58 \times 1600 = 200 / (\pi d^2 : 4)$$

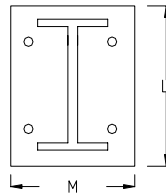
Didapat $d = 0.523$ cm

Dipakai baut $\varnothing 10$ mm

Jumlah baut :

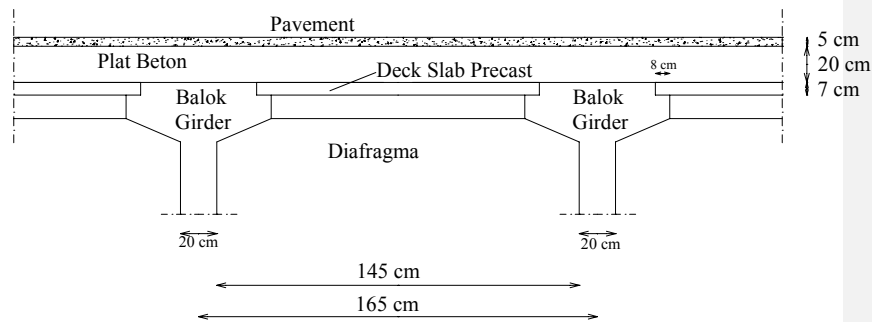
$$928 = 0.58 \times 1600 = 200 / (n \cdot \pi d^2 : 4) ; \text{ dengan } n = \text{jumlah baut}$$

$n = 0.27$ buah \cong dipakai 4 baut



Gb.5.5 Pelat Landas

5.2. Plat Lantai Kendaraan



Gambar 5.6 Rencana Lantai Kendaraan

Spesifikasi :

- Tebal plat (h) = 20 cm
- Mutu bahan beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu tulangan baja (f_y) = 400 Mpa
- Jarak antar balok (s) = 165 cm
- Bentang (l) = 30 m
- Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 2500 Kg/m²
- Berat jenis aspal (γ_a) = 2200 Kg/m²
- Berat jenis air hujan (γ_w) = 1000 Kg/m²
- D tulangan utama = 13 mm
- Tebal selimut beton (p) = 4 cm

a. Pembebanan :**1. Beban Tetap (Mati)**

- Berat sendiri pelat	$= 0,20 \cdot 1 \cdot 2500$	$= 500 \text{ Kg/m}$
- Berat air hujan	$= 0,05 \cdot 1 \cdot 1000$	$= 50 \text{ Kg/m}$
- Berat aspal	$= 0,05 \cdot 1 \cdot 2200$	$= 110 \text{ Kg/m} +$
Berat total	W_D	$= 660 \text{ Kg/m}$

$$\begin{aligned}
 W_{UD} &= 1,2 \cdot W_D \\
 &= 1,2 \cdot 660 \\
 &= 792 \text{ Kg/m} = 0,792 \text{ Ton/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xmt} &= \frac{1}{10} x q_{DL} x L_x^2 \\
 &= \frac{1}{10} x 0,792 x 1,65^2 = 0,2156 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xmi} &= \frac{1}{14} x q_{DL} x L_x^2 \\
 &= \frac{1}{14} x 0,792 x 1,65^2 = 0,1536 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$M_{yml} = \frac{1}{3} \times M_{xm}$$

$$= \frac{1}{3} \times 0,2156 = 0,0719 \text{ Tm}$$

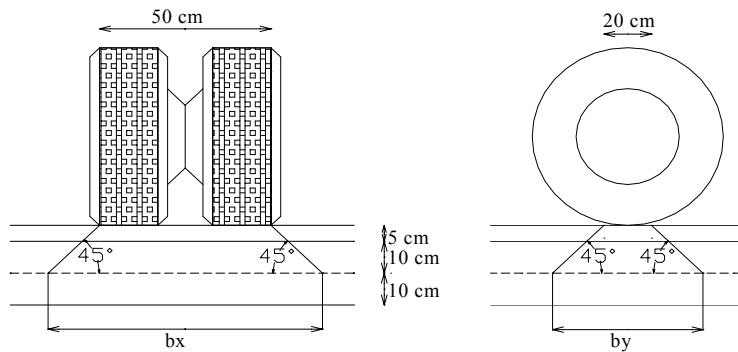
...Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang SKSNI 15-1991-03
hal 74.

2. Beban Hidup

Akibat Beban Muatan T pada lantai jembatan :

Distribusi beban pada lantai jembatan akibat beban roda kendaraan, $T = 10 \text{ Ton}$ (PPPJJR 1987, Hal 5). Karena lebar lantai jembatan $\geq 5,5 \text{ m}$, maka ditinjau terhadap 2 kondisi :

➤ Kondisi 1 (1 roda ditengah pelat) :

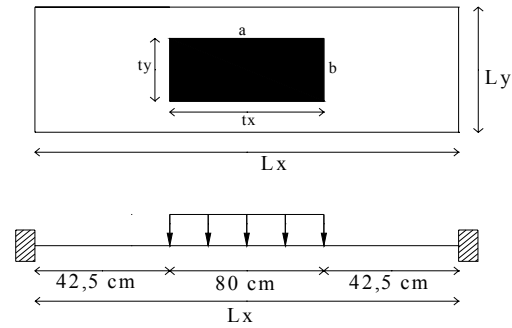


Gambar 5.7 Beban 1 Roda di Tengah Plat

dimana :

$$b_x = 50 + \left[2 \cdot \left(\frac{15}{\text{tg}45^\circ} \right) \right] = 80 \text{ cm}$$

$$b_y = 20 + \left[2 \cdot \left(\frac{15}{\text{tg}45^\circ} \right) \right] = 50 \text{ cm}$$



Gambar 5.8 Penyebaran Beban 1 Roda di Tengah Plat

Penyebaran beban roda :

Beban roda $T = 10 \text{ T}$

Bidang kontak $= 80 \cdot 50 \text{ cm}$

$$T = \frac{T}{b_x \cdot b_y}$$

$$= \frac{10}{0,8 \cdot 0,5} = 25 \text{ T/m}^2$$

$$T' = T \cdot K = T \cdot \left(1 + \frac{20}{50 + L}\right)$$

$$= 25 \cdot \left(1 + \frac{20}{50 + 30}\right) = 31,25$$

$L_x = 1,65 \text{ m} = 165 \text{ cm}$

$L_y = L_x$, karena dafragma tidak menerima beban dari luar

$$\frac{t_x}{L_x} = \frac{80}{165} = 0,484$$

$$\frac{t_y}{L_x} = \frac{50}{165} = 0,303$$

Koefisien perhitungan menggunakan Tabel Bitner, didapat :

$f_{xm} = 0,1506$

$f_{ym} = 0,0816$

Momen arah X :

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

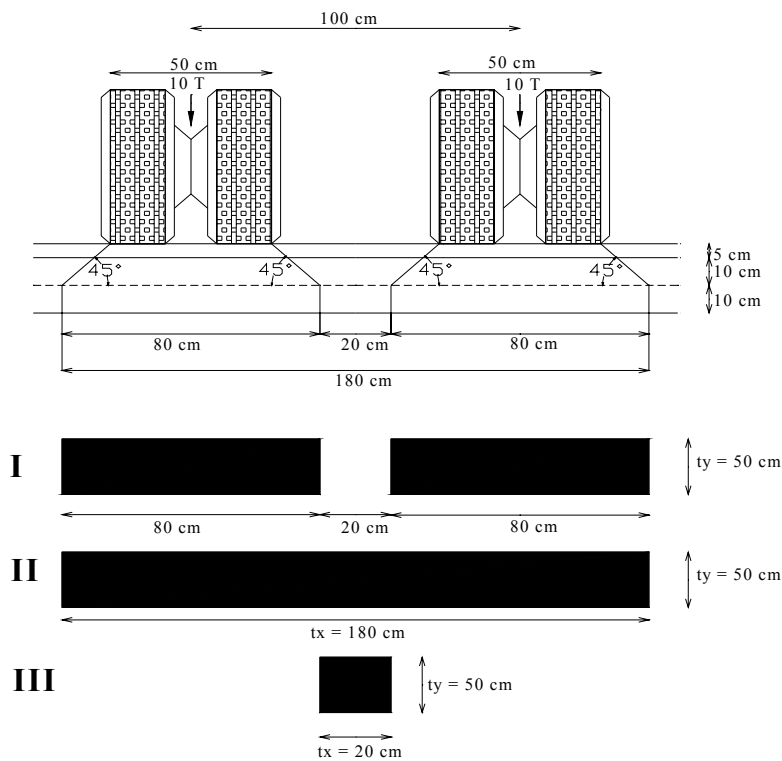
$$= 0,1506 \cdot 31,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 = 1,8825 \text{ Tm}$$

Momen arah Y :

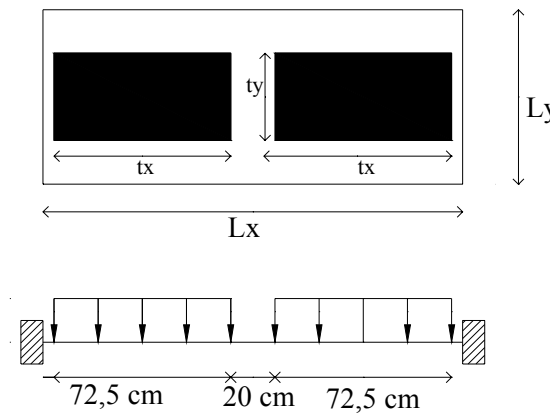
$$M_{ym} = f_{ym} \cdot T' \cdot t_x \cdot t_y$$

$$= 0,0816 \cdot 31,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 = 1,02 \text{ Tm}$$

➤ **Kondisi 2 (2 roda berdekatan jarak 100 cm ditengah plat) :**



Gambar 5.9 Beban 2 roda Berdekatan Jarak 100 cm di Tengah Plat



Gambar 5.10 Penyebaran Beban 2 roda Berdekatan Jarak 100 cm di Tengah Plat

Untuk menghitung momen yang terjadi pada keadaan I maka ditinjau keadaan II dan III.

Penyebaran beban roda :

$$\text{Beban roda } T = 10 \text{ T}$$

$$\text{Bidang kontak} = 80 \cdot 50 \text{ cm}$$

$$T = \frac{T}{bx \cdot by}$$

$$= \frac{10}{0,8 \cdot 0,5} = 25 \text{ T/m}$$

$$T' = T \cdot K = T \cdot \left(1 + \frac{20}{50 + L}\right)$$

$$= 25 \cdot \left(1 + \frac{20}{50 + 30}\right) = 31,25$$

$$Lx = 1,80 \text{ m} = 180 \text{ cm}$$

$Ly = Lx$, karena dafragma tidak menerima beban dari luar

Tinjau Keadaan II :

$$\frac{t_x}{L_x} = \frac{180}{180} = 1,00$$

$$\frac{t_y}{L_x} = \frac{50}{180} = 0,303$$

Koefisien perhitungan menggunakan Tabel Bitner, didapat :

$$f_{xm} = 0,0919$$

$$f_{ym} = 0,0613$$

Momen arah X :

$$\begin{aligned} M_{xh} &= f_{xm} \cdot T' \cdot t_x \cdot t_y \\ &= 0,0919 \cdot 31,25 \cdot 1,8 \cdot 0,5 = 2,5847 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Momen arah Y :

$$\begin{aligned} M_{yh} &= f_{ym} \cdot T' \cdot t_x \cdot t_y \\ &= 0,0613 \cdot 31,25 \cdot 1,8 \cdot 0,5 = 1,7241 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Tinjau Keadaan III :

$$\frac{t_x}{L_x} = \frac{20}{165} = 0,121$$

$$\frac{t_y}{L_x} = \frac{50}{165} = 0,303$$

Koefisien perhitungan menggunakan Tabel Bitner, didapat :

$$f_{xm} = 0,2296$$

$$f_{ym} = 0,1162$$

Momen arah X :

$$\begin{aligned} M_{xh} &= f_{xm} \cdot T \cdot t_x \cdot t_y \\ &= 0,2296 \cdot 31,25 \cdot 0,2 \cdot 0,5 = 0,7175 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Momen arah Y :

$$\begin{aligned} M_{yh} &= f_{ym} \cdot T \cdot t_x \cdot t_y \\ &= 0,1162 \cdot 31,25 \cdot 0,2 \cdot 0,5 = 0,3631 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Dari hasil datas, maka diperoleh momen pada kondisi I adalah :

$$\begin{aligned} M_{xh} &= M_{xh \text{ II}} - M_{xh \text{ III}} \\ &= 2,5847 - 0,7175 = 1,8672 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{yh} &= M_{yh \text{ II}} - M_{yh \text{ III}} \\ &= 1,7241 - 0,3631 = 1,361 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Momen Total

Momen arah X tumpuan :

$$M_{x1} = 0,2156 + 1,8825 = 2,098 \text{ Tm} \dots\dots \text{digunakan}$$

$$M_{x2} = 0,2156 + 1,8672 = 2,08 \text{ Tm}$$

Momen arah X lapangan :

$$M_{x1} = 0,1536 + 1,8825 = 2,036 \text{ Tm} \dots\dots \text{digunakan}$$

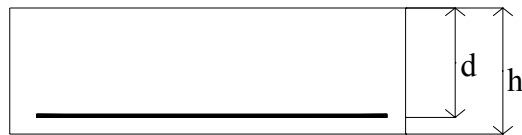
$$M_{x2} = 0,1536 + 1,8672 = 2,021 \text{ Tm}$$

Momen arah Y lapangan :

$$M_{y1} = 0,0719 + 1,02 = 1,092 \text{ Tm}$$

$$M_{y2} = 0,0719 + 1,361 = 1,433 \text{ Tm} \dots\dots \text{digunakan}$$

b. Penulangan Plat :



Gambar 5.11 Rencana dimensi Plat

$$R1 = 0,85 \cdot f'c = 0,85 \cdot 35 = 29,75 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 \rightarrow f'c > 30 \text{ Mpa} &= 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 \cdot (35 - 30) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } d_x &= h - p - \frac{1}{2} D \text{ tul utama} \\ &= 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 13 = 154 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } d_y &= h - p - \frac{1}{2} D \text{ tul utama} - D \text{ tul. utama} \\ &= 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 13 - 12 = 143 \text{ mm} \end{aligned}$$

Arah melintang (L_x) pada tumpuan :

$$M_{ux} = 209800 \text{ Kg cm} = 20,98 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{20,98}{1 \cdot 0,154^2}$$

$$= 884,635 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0028$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho \cdot bd \cdot 10^6 = 0,0028 \cdot 1 \cdot 0,154 \cdot 10^6 = 431,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D13 – 250 mm ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)

Arah melintang (L_x) pada lapangan :

$$M_{ux} = 203600 \text{ Kg cm} = 20,36 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{20,36}{1 \cdot 0,154^2}$$

$$= 858,492 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0027$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho \cdot bd \cdot 10^6 = 0,0027 \cdot 1 \cdot 0,154 \cdot 10^6 = 415,8 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D13 - 250 mm ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)

Arah melintang (L_y) pada lapangan :

$$M_{ux} = 143300 \text{ Kg cm} = 14,33 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{14,33}{1 \cdot 0,154^2}$$

$$= 604,233 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0020$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

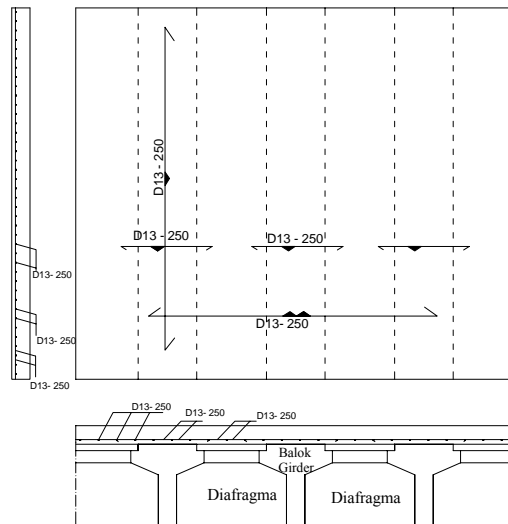
$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,143 \cdot 10^6 = 326,6 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D13- 250 mm ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \cdot \text{Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{532}{1000 \cdot 143} = 0,0037$$

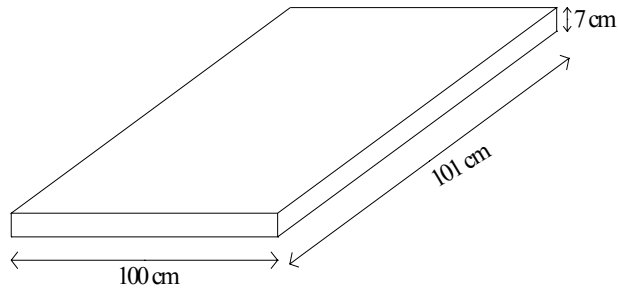
$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ Ok



Gambar 5.12 Penulangan Plat Lantai Kendaraan

5.3. Deck Slab Precast

Deck slab precast merupakan bagian dari struktur atas yang berguna sebagai lantai kerja untuk pekerjaan plat lantai jembatan dengan pengadaan secara *precast* karena struktur lantai jembatan adalah *cast in place*. Pengaruh Deck Slab terhadap plat lantai adalah menyalurkan beban yang diterima plat lantai ke balok girder, Deck yang digunakan *precast*, supaya mempermudah dalam pelaksanaan. Adapun perencanaan *deck slab precast* adalah seperti di bawah ini.



Gambar 5.13 Dimensi Deck Slab Precast

Spesifikasi :

- Tebal (h) = 7 cm
- Panjang (l) = 101 cm
- Lebar (b) = 100 cm
- Mutu beton (f_c) = 35 Mpa (350 Kg/cm^2)
- Mutu tulangan baja (f_y) = 240 Mpa (2400 Kg/cm^2)
- Ø tulangan utama = 8 mm
- Tebal selimut beton (p) = 2 cm

a. Pembebanan

1. Beban Tetap (Mati)

- Berat sendiri deck slab = $0,07 \cdot 2500 = 175 \text{ Kg/m}^2$
- Berat aspal = $0,05 \cdot 2200 = 110 \text{ Kg/m}^2$
- Berat plat beton = $0,2 \cdot 2500 = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$\text{Berat total} \quad W_D = \frac{175 + 110 + 500}{\quad} = 785 \text{ Kg/m}^2$$

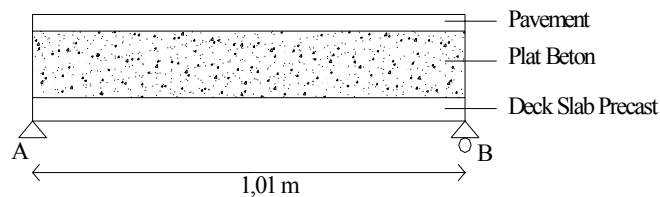
$$\begin{aligned} W_{UD} &= 1,2 \cdot W_D \\ &= 1,2 \cdot 785 \\ &= 942 \text{ Kg/m}^2 = 9,42 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Berat pekerja + peralatan kerja} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 W_{UL} &= 1,6 \cdot W_L \\
 &= 1,6 \cdot 100 \\
 &= 160 \text{ Kg/m}^2 = 1,6 \text{ KN/ m}^2 \\
 W_u &= W_{UD} + W_{UL} = 9,42 \text{ KN/ m}^2 + 1,6 \text{ KN/ m}^2 = 11,02 \text{ KN/ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Perencanaan



Gambar 5.14 Perletakan Beban Pada Deck Slab Precast

1. Momen (M) :

Momen-momen ditentukan sesuai dengan tabel pada $\frac{l_y}{l_x} = 1,00$

$$m_{lx} = 0,001 \cdot W_u \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \cdot 11,02 \cdot 1,00^2 \cdot 33 = 0,364 \text{ KNm}$$

$$m_{ly} = 0,001 \cdot W_u \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \cdot 11,02 \cdot 1,00^2 \cdot 24 = 0,264 \text{ KNm}$$

$$m_{tix} = -0,001 \cdot W_u \cdot Lx^2 \cdot x = -0,001 \cdot 11,02 \cdot 1,00^2 \cdot 69 = -0,760 \text{ KNm}$$

$$m_{tix} = \frac{1}{2} m_{ly} = \frac{1}{2} 0,264 = 0,132 \text{ KNm}$$

Penulangan Deck Slab Precast :

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efektif (d) dalam arah x} &= h - p - \frac{1}{2} \dot{O}_{DX} \\
 &= 70 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 8 = 46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efektif (d) dalam arah y} &= h - p - \dot{O}_{DX} - \frac{1}{2} \dot{O}_{Dy} \\
 &= 70 - 20 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 8 = 38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

➤ Momen Lapangan Arah x :

$$M_{lx} = 0,364 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{0,364}{1 \cdot 0,046^2}$$

$$= 172,022 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,00086$$

$$\rho_{\min} = 0,0038 \text{ (tabel 7)}$$

$\rho_{\max} = 0,0538$ (tabel 8)

$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0038 \cdot 1 \cdot 0,046 \cdot 10^6 = 174,8 \text{ mm}^2$

digunakan tulangan $\emptyset 8 - 250 \text{ mm}$ ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s.Terpasang}{b \cdot d} = \frac{201}{1000 \cdot 46} = 0,0043$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok}$

➤ Momen Lapangan Arah y :

$M_{ly} = 0,264 \text{ KNm}$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{0,264}{1 \cdot 0,046^2}$$

$$= 124,76 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.j (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$\rho = 0,00062$

$\rho_{\min} = 0,0038$ (tabel 7)

$\rho_{\max} = 0,0538$ (tabel 8)

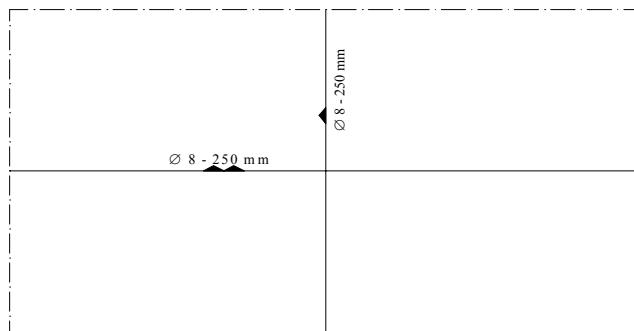
$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0038 \cdot 1 \cdot 0,046 \cdot 10^6 = 174,8 \text{ mm}^2$

digunakan tulangan $\emptyset 8 - 250 \text{ mm}$ ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s.Terpasang}{b \cdot d} = \frac{201}{1000 \cdot 46} = 0,0043$$

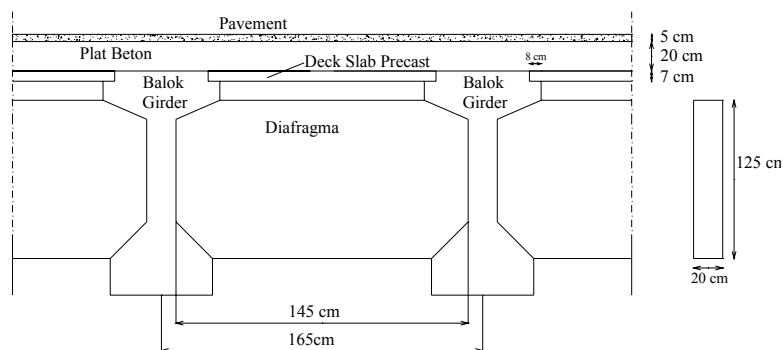
$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok}$



Gambar 5.15 Penulangan Deck Slab Precast

5.4. Diafragma

Perencanaan diafragma menggunakan *simple beam*, yaitu diafragma dianggap berdiri sendiri sehingga hanya menerima beban berat sendiri. Adapun fungsinya sebagai pengunci dan pengaku antar girder agar tidak terjadi guling. Sebenarnya untuk menahan gaya guling telah ditahan oleh berat sendiri girder dan diperkuat dengan perencanaan struktur plat lantai komposit dengan girder serta pemasangan tulangan *anchor* di *headwall* sebagai pengunci diafragma ujung (*end*) $\phi 22 \times 500$. Sehingga dengan adanya diafragma akan membuat *fly over* menjadi lebih aman.



Gambar 5.16 Letak Dimensi Balok Diafragma

Spesifikasi :

- Tebal diafragma (b) = 20 cm
- Tinggi diafragma (h) = 125 cm
- Panjang diafragma (b) = 145 cm
- Mutu beton (f_c) = 25 Mpa
- Mutu baja tul utama (f_y) = 400 Mpa
- Mutu baja tul sengkang (f_y) = 240 Mpa
- Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 2500 Kg/m³
- Tebal selimut beton (p) = 5 cm
- D tulangan utama = 19 mm
- ϕ tulangan sengkang = 8 mm

a. Pembebanan

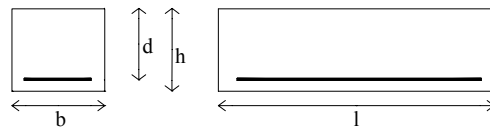
Diafragma merupakan struktur yang bekerja menahan berat sendiri (tidak menerima beban luar dan tidak sebagai struktur utama).

$$\begin{aligned} W_d &= \text{Akibat berat sendiri} \\ &= b \cdot h \cdot \text{berat jenis beton} \\ &= 0,2 \cdot 1,25 \cdot 2,5 \\ &= 0,625 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_u &= 1,3 \cdot W_d \\ &= 1,3 \cdot 0,625 \\ &= 0,8125 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= \frac{1}{12} \cdot W_u \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 0,8125 \cdot 1,45^2 \\ &= 0,142 \text{ Tm} = 14200 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

b. Penulangan



Gambar 5.17 Rencana Dimensi Balok Diafragma

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } d &= h - p - \frac{1}{2} D \text{ tul utama} - \phi \text{ tul sengkang} \\ &= 1250 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 19 - 8 = 1182,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 14200 \text{ kg cm} = 1,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{bd^2} &= \frac{1,42}{0,2 \cdot 1,1825^2} \\ &= 5,078 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Dari tabel 5.1.c (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,000015$$

$$\rho_{\min} = 0,0019 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0203 \text{ (tabel 8)}$$

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

$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0019 \cdot 0,2 \cdot 1,1825 \cdot 10^6 = 601,35 \text{ mm}^2$
 digunakan tulangan 3 D 19 mm ($A_s = 851 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{851}{200 \cdot 1182,5} = 0,0027$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ Ok

Untuk tulangan bagi diambil 10% dari tulangan utama

$$A_s = 10\% \times 851 = 85,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 \varnothing 8 mm ($A_s = 101 \text{ mm}^2$)

Kontrol terhadap geser :

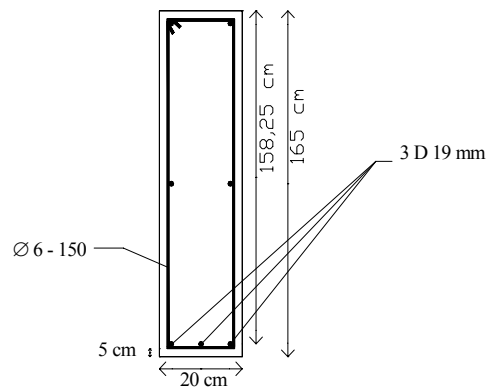
$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \cdot w_u \cdot l \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,99 \cdot 1,45 \\ &= 0,7178 \text{ T} = 717,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \sqrt{250} \cdot 20 \cdot 118,2 = 6354,28 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\frac{\phi \cdot V_c}{2} = \frac{0,6 \cdot 6354,28}{2} = 1906,28 \text{ Kg}$$

$V_u < \frac{\phi \cdot V_c}{2}$ maka digunakan tulangan sengkang praktis

$\phi 6 - 150 \text{ mm}$ ($A_s = 188 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.18 Penulangan Balok Diafragma

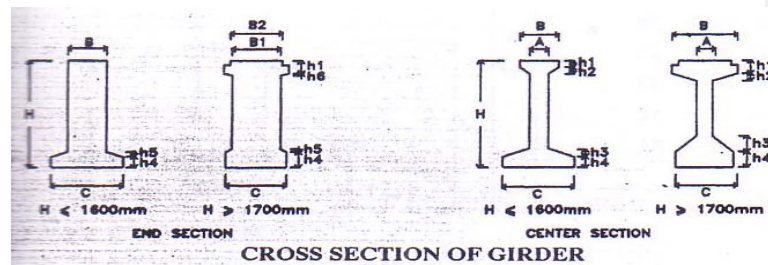
5.5. Balok Girder Prategang

5.5.1 Spesifikasi Teknis

- Lebar jembatan (B) = 15,5 m
- Jarak antar gelagar (s) = 1,65 m
- Mutu beton balok ($f'c$) = 80 Mpa (800 kg/cm²)
- Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 2500 Kg/m³

Dimensi penampang balok girder pratekan :

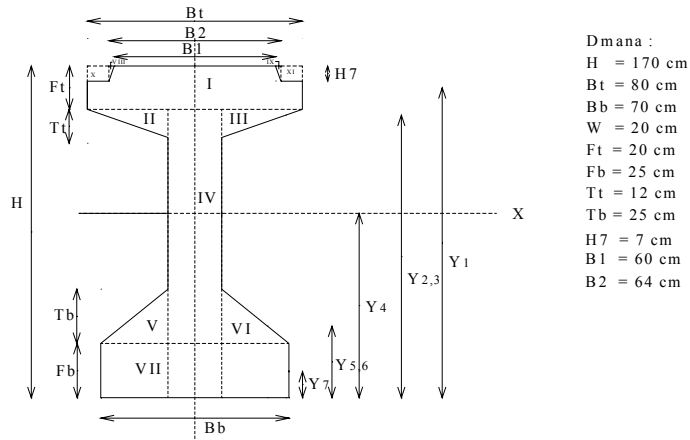
H digunakan = 2,30 (termasuk tebal plat lantai jembatan 0,2 m), jadi tinggi balok girder pratekan (H) = 2,10 m. Bentuk dan dimensi ukuran balok girder digunakan sesuai dengan yang ada di pasaran guna kemudahan pelaksanaannya, yaitu :



DIMENSION OF PCI-GIRDER						
Notation	Unit	H-Cm				
		90	125	160	170	210
h1	mm	75	75	124	200	200
h2	mm	75	75	75	120	120
h3	mm	100	100	100	250	250
h4	mm	125	125	225	250	250
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50
h6	mm	-	-	-	40	40
A	mm	170	170	180	200	200
B	mm	350	350	550	800	800
B1	mm	-	-	-	600	600
B2	mm	-	-	-	640	640
C	mm	650	650	650	700	700

Sumber : Panduan Produk Bridge Girders, PT. WIJAYA KARYA BETON

Dari data diatas maka bentuk dan dimensi balok girder yang digunakan pada perencanaan *fly over* ini adalah sebagai berikut :



Gambar 5.19 Penampang Balok Girder

5.5.2 Analisa Penampang Balok Girder

5.5.2.1 Sebelum Komposit

a. Central Gravity of Concrete (cgc)

Perhitungan letak cgc pada sumbu X adalah dengan rumus :

$$\hat{Y} = Y_b = \frac{\sum(Ac.Y)}{\sum Ac}$$

dimana : Y_b = Jarak letak sumbu X dari alas balok girder (cm³)

Ac = Luas Balok Prategang (cm²)

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

Tabel 5.2 Perhitungan Jarak Yb

Bagian	Ac (cm ²)	Y (cm)	Ac.Y (cm)
I	1600	160	256000
II	180	146	26280
III	180	146	26280
IV	2500	87.5	218750
V	312,5	33.33	10416.67
VI	312,5	33.33	10416.67
VII	1750	12.5	21875
VIII	-7	167.67	-1173.67

IX	-7	167.67	-1173.67
X	-56	166.5	-9324
XI	-56	166.5	-9324
	$\Sigma A_c = 6709$		$\Sigma A_c \cdot Y = 549023$

$$Y_b = \frac{\Sigma(A_c \cdot Y)}{\Sigma A_c}$$

$$= \frac{549023}{6709}$$

$$= 81,833 \text{ cm}$$

$$Y_t = Y - Y_b$$

$$= 210 - 81,833$$

$$= 88,166 \text{ cm}$$

b. Momen Inersia Sumbu x (Ix)

Perhitungan momen inersia terhadap sumbu x balok girder digunakan rumus :

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

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

dimana : I_x = Momen inersia sumbu x (cm^4)

b = Lebar bagian balok yang ditinjau (cm)

h = Tinggi bagian balok yang ditinjau (cm)

A = Luas bagian balok yang ditinjau (cm)

Y = Jarak titik berat balok yg ditinjau terhd. sumbu x (cm)

dibawah ini contoh perhitungan pada bagian I :

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

$$= \frac{1}{12} 80 \cdot 20^3 + 1600 \cdot (160 - 81,833)^2$$

$$= 9829259,7 \text{ cm}^3$$

Tabel 5.3 Perhitungan momen Inersia (Ix)

Bagian	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	Y (cm)	Ix (cm ⁴)
I	80	20	1600	160-81,833	9829259.7
II	30	12	180	146-81,833	742554.1
III	30	12	180	146-81,833	742554.1
IV	20	125	2500	87.5-81,833	3335472.7
V	25	25	312.5	33.33-81,833	745943.13
VI	25	25	312.5	33.33-81,833	745943.13
VII	70	25	1750	12.5-81,833	8503704.8
VIII	2	-7	-7	167.67-81,833	-51590.02
IX	2	-7	-7	167.67-81,833	-51590.02
X	8	-7	-56	166.5-81,833	-401657.1
XI	8	-7	-56	166.5-81,833	-401657.1
			Σ Ix		23738938

c. Statis Momen

Perhitungan statis momen balok girder digunakan rumus:

$$S = \frac{I_x}{Y}$$

dimana : S = Statis momen (cm³)

Ix = Momen inersia penampang (cm⁴)

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

$$S_b = \frac{I_x}{Y_b} = \frac{23738938}{81,833} = 290087,176 \text{ cm}^3$$

$$S_t = \frac{I_x}{Y_t} = \frac{23738938}{88,166} = 269252,151 \text{ cm}^3$$

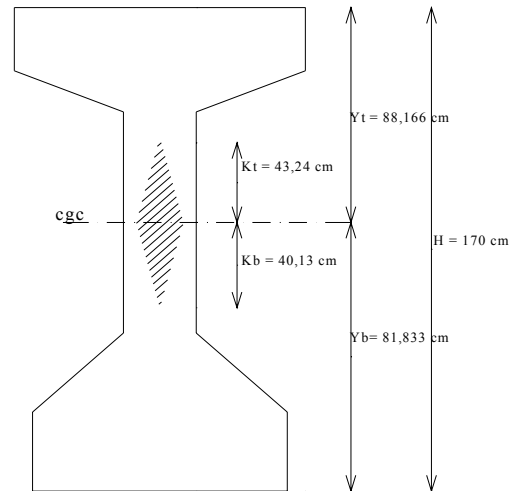
d. Jari-jari Inersia (i²)

$$i^2 = \frac{\Sigma I_x}{A_c} = \frac{23738938}{6709} = 3538,37 \text{ cm}^2$$

e. Penentuan Batas Inti Balok Prategang (kern)

$$\text{Bagian atas, kt} = \frac{i^2}{Y_b} = \frac{3538.37}{81.833} = 43,24 \text{ cm}$$

$$\text{Bagian bawah, kb} = \frac{i^2}{Y_t} = \frac{3538.37}{88,166} = 40,13 \text{ cm}$$



Gambar 5.20 Penampang Balok Girder Sebelum Komposit

5.5.2.2 Gelagar Penampang Komposit

a. Luas Plat Ekuivalen

- Dicari lebar efektif plat lantai

$$b_e = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 3000 = 750 \text{ cm}$$

$$b_e = b + 16 t = 80 + 16 \cdot 20 = 400 \text{ cm}$$

$$b_e = \text{jarak antar balok} = 165 \text{ cm}$$

- Mutu beton precast, $f'_c = 80 \text{ Mpa}$
- Mutu pelat lantai, $f'_c = 35 \text{ Mpa}$
- Beton ekuivalen (n)

$$n = \frac{E_c \cdot \text{plat}}{E_c \cdot \text{balok}} \dots \text{Dasar-dasar Perencanaan Beton}$$

Bertulang, hal 49

$$= \frac{4700 \sqrt{35}}{4700 \sqrt{72,43}} = 0,695$$

- Lebar plat ekuivalen (b_{ef})

$$B_{ef} = n \cdot b_e = 0,695 \cdot 165 = 114,70 \text{ cm}$$

- Luas plat ekuivalen (A_{plat})

$$A_{\text{plat}} = t \cdot b_{\text{ef}} = 20 \cdot 114,70 = 2294 \text{ cm}^2$$

- Jarak titik berat plat ke tepi bawah girder (Y_{plat})

$$Y_{\text{plat}} = h + \frac{t}{2} = 170 + \frac{20}{2} = 180 \text{ cm}$$

b. Central Gravity of Concrete (cgc)

Perhitungan letak cgc pada sumbu x adalah dengan rumus:

$$\bar{Y} = Y_{b'} = \frac{\sum(Ac.Y)}{\sum Ac}$$

dimana : $Y_{b'}$ = Jarak letak sumbu X dari alas balok girder (cm^3)

Ac = Luas Balok Prategang (cm^2)

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

Tabel 5.4 Perhitungan jarak $Y_{b'}$ Komposit

Bagian	Ac (cm^2)	Y (cm)	Ac.Y (cm)
I	1600	160	256000
II	180	146	26280
III	180	146	26280
IV	2500	87.5	218750
V	312.5	33.333	10416.667
VI	312.5	33.333	10416.667
VII	1750	12.5	21875
VIII	-7	167.667	-1173.667
IX	-7	167.667	-1173.667
X	-56	166.5	-9324
XI	-56	166.5	-9324
Plat	2293.94	180	412909.894
	$\sum Ac =$ 9002.944		$\sum Ac.Y =$ 961932.894

$$\begin{aligned} Y_{b'} &= \frac{\sum(Ac.Y)}{\sum Ac} \\ &= \frac{961932,894}{9002,944} \\ &= 106,846 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Yt' &= Y - Yb \\
 &= 190 - 106,846 \\
 &= 83,154 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

c. Momen Inersia Balok Komposit (I_k')

Perhitungan momen inersia komposit digunakan rumus :

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

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

dimana : I_k' = Momen inersia balok komposit (cm^4)

b = Lebar bagian balok yang ditinjau (cm)

h = Tinggi bagian balok yang ditinjau (cm)

A = Luas bagian balok yang ditinjau (cm)

Y = Jarak titik berat balok yg ditinjau terhd. sumbu x

(cm)

dibawah ini contoh perhitungan pada bagian I :

$$\begin{aligned}
 I_k' &= \frac{1}{12} b \cdot h^3 + A \cdot Y^2 \\
 &= \frac{1}{12} 114,70 \cdot 20^3 + 2293,94 \cdot (180 - 106,846)^2 \\
 &= 12352361 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 5.5 Perhitungan momen Inersia (I_x) Komposit

Bagian	b (cm)		h (cm)	A (cm ²)	Y (cm)	I _x (cm ⁴)
	atas	bawah				
I	80	70	170	6709	81,833-106,846	27936317
Plat	114.70	114.70	20	2293.94	180-106,846	12352361
					I _k '	40288677

d. Statis Momen

Perhitungan statis momen balok girder digunakan rumus:

$$S' = \frac{I_k'}{Y'}$$

dimana : $S' =$ Statis momen (cm^3)

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

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

$$S_b' = \frac{I_k'}{Y_b'} = \frac{40288677}{106,846} = 377070,689 \text{ cm}^3$$

$$S_t' = \frac{I_k'}{Y_t'} = \frac{40288677}{83,154} = 484509,604 \text{ cm}^3$$

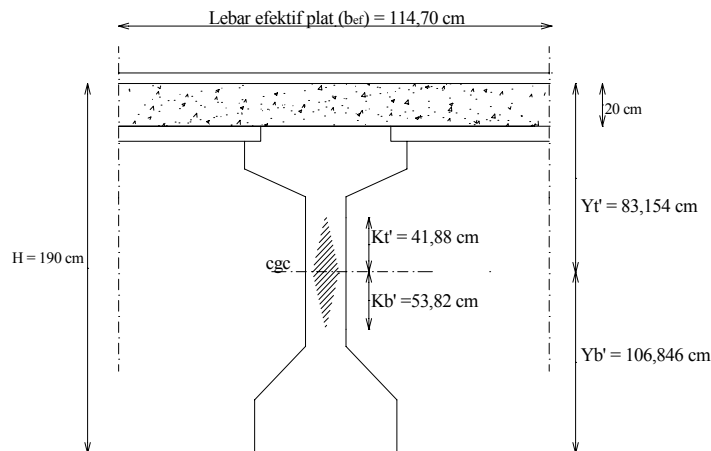
d. Jari-jari Inersia (i^2)

$$i^2 = \frac{\sum I_k'}{A_k'} = \frac{40288677}{9002,944} = 4475,06 \text{ cm}^2$$

e. Penentuan Batas Inti Balok Prategang (kern)

$$\text{Bagian atas, } kt' = \frac{i'^2}{Y_b'} = \frac{4475,06}{106,846} = 41,88 \text{ cm}$$

$$\text{Bagian bawah, } kb' = \frac{i'^2}{Y_t'} = \frac{4475,06}{83,154} = 53,82 \text{ cm}$$



Gambar 5.21 Penampang Balok Girder Komposit

5.5.2.3 Analisa Pembebanan Balok Girder

Balok girder merupakan komponen struktur yang menerima beban kombinasi, baik itu beban hidup dan beban mati. Oleh karena itu dalam perencanaan suatu balok girder harus

diperhitungkan dengan cermat dan teliti. Kegagalan balok girder dalam menahan beban yang bekerja berarti kehancuran struktur pada jembatan khususnya struktur atas jembatan.

Beban-beban untuk struktur balok girder prategang pada perencanaan fly over ini digunakan dengan acuan pembebanan pada balok tengah, hal ini dikarenakan pada balok girder bagian tengah menerima beban lebih besar dibandingkan dengan beban yang diterima oleh balok girder pada bagian tepi. Perbandingan ini dapat dilihat dengan jelas pada gambar rencana potongan melintang fly over. Adapun beban-beban yang bekerja pada balok girder prategang ini adalah :

Beban mati terdiri atas :

- Berat sendiri balok girder
- Berat diafragma
- Beban plat lantai jembatan dan beban-beban tambahan lainnya

Beban hidup terdiri atas :

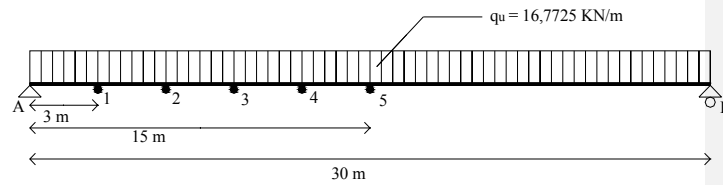
- Muatan beban "D" (beban merata q dan beban garis P)
- Beban akibat muatan angin
- Beban akibat rem dan traksi

Pembebanan diatas diuraikan satu-persatu seperti di bawah ini :

A. Beban Akibat Berat Sendiri Balok Girder

Luas penampang balok girder (A_c)	= 6709 cm ²
Berat jenis beton (γ_c)	= 2500 kg/m ³
Berat/meter panjang (q)	= 0.6709x2500x1
	= 1677,25 kg/m
	= 16,7725 KN/m

Tinjauan pembebanan terhadap setengah bentang dengan tinjauan dimulai dari titik A dengan interval jarak setiap 4,5m.



Gambar 5.22 Perletakan Beban Berat Sendiri Balok Girder

a. Reaksi Tumpuan

$$\begin{aligned}
 R_A &= R_B = \frac{1}{2} q L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 16,7725 \cdot 30 \\
 &= 251,588 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

Untuk perhitungan gaya lintang menggunakan rumus :

$$\begin{aligned}
 D_x &= \frac{1}{2} q (L - 2 \cdot x) \\
 &= \left(\frac{1}{2} q \cdot L\right) - \left(\frac{1}{2} q \cdot 2 \cdot x\right) \\
 &= R_A - q \cdot x
 \end{aligned}$$

Dimana : D_x = Gaya lintang di titik x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Berat sendiri balok (KN/m)

x = Jarak titik yang ditinjau (m)

Dibawah ini contoh perhitungan gaya lintang(D_x) di titik 1:

$$\begin{aligned}
 D_1 &= R_a - q \cdot x \\
 &= 251,588 - (16,7725 \cdot 3) \\
 &= 201,27 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.6 .Perhitungan Gaya Lintang Akibat Berat Sendiri Balok (Dx)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Dx (KN)
$Dx = R_A - Px$	A	0	251,59
	1	3	201,27
	2	6	150,95
	3	9	100,64
	4	12	50,32
	5	15	0

c. Momen (M)

Perhitungan momen pada balok girder menggunakan rumus :

$$\begin{aligned}
 M_x &= \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) \\
 &= (1/2 q \cdot x \cdot L) - (1/2 q \cdot x \cdot x) \\
 &= R_A \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2
 \end{aligned}$$

Dimana : M_x = Momen di x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Berat sendiri balok (KN/m)

x = Jarak titik yan ditinjau (m)

dibawah ini contoh perhtungan momen (M_x) dititik 1 :

$$\begin{aligned}
 M_x &= R_A \cdot x - 1/2 q \cdot x^2 \\
 &= 251,588 \cdot 3 - 1/2 \cdot 16,7725 \cdot 3^2 \\
 &= 679,29 \text{ KN m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.7.Perhitungan momen Akibat Berat Sendiri Balok (Mx)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Mx (KN)
$M_x = R_A \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2$	A	0	0
	1	3	679,29
	2	6	1207,62
	3	9	1585
	4	12	181,143
	5	15	188,691

B. Beban akibat Diafragma

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang diafragma Tepi (A)} &= b \cdot h \\ &= 0,2 \cdot 1,25 \\ &= 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang diafragma Tengah (A)} &= b \cdot h \\ &= 0,15 \cdot 1,25 \\ &= 0,1875 \end{aligned}$$

$$\text{Berat jenis beton bertulang} (\gamma_c) = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma Tepi (P)} &= 0,2 \cdot 1,25 \cdot 1,45 \cdot 2500 \\ &= 906,25 \text{ kg} \\ &= 9,0625 \text{ KN} \end{aligned}$$

Berat diafragma

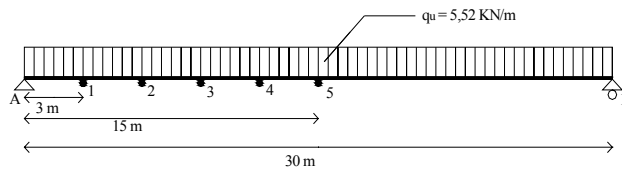
$$\begin{aligned} \text{Tengah (P)} &= 0,15 \cdot 1,25 \cdot 1,45 \cdot 2500 \\ &= 679,68 \text{ kg} \\ &= 6,79 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma ultimit Tepi (P}_u) &= \frac{9,06}{10} \\ &= 0,906 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma ultimit Tengah (P}_u) &= \frac{6,79}{10} \\ &= 0,679 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah berat diafragma} &= 2 \text{ tepi} + 6 \text{ tengah} \\ &= 2 \cdot (0,906) + 6 \cdot (0,679) \\ &= 5,52 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Tinjauan pembebanan terhadap setengan bentang, dengan tinjauan dimulai dari titik A dengan interval jarak setiap 3 m.



Gambar 5.23 Perletakan Beban Diafragma Terhadap Balok Girder

a. Reaksi Tumpuan

$$\begin{aligned} R_A &= R_B = \frac{1}{2} q L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 5,52 \cdot 30 \\ &= 82,80 \text{ KN} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

Untuk perhitungan gaya lintang menggunakan rumus :

$$D_x = R_A - P_{udx}$$

Dimana : D_x = Gaya lintang di titik x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

P_{udx} = Berat sendiri balok girder pada jarak titik yang ditinjau (KN)

Dibawah ini contoh perhitungan gaya lintang(D_x) di titik 1:

$$\begin{aligned} D_1 &= R_a - q \cdot x \\ &= 82,80 - (5,52 \cdot 3) \\ &= 66,24 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tabel 5.8.Perhitungan Gaya Lintang Akibat Beban Diafragma (D_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Dx (KN)
$D_x = R_a - P_{udx}$	A	0	82,80
	1	3	66,24

	2	6	49,68
	3	9	33,12
	4	12	16,56
	5	15	0

c. Momen (M)

Perhitungan momen pada balok girder menggunakan rumus :

$$M_x = R_A \cdot x - P_u \cdot x$$

Dimana : M_x = Momen di x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

P_u = Berat terpusat ultimate diafragma
(KN)

x = Jarak titik yang ditinjau (m)

dibawah ini contoh perhitungan momen (M_x) dititik 1 :

$$\begin{aligned} M_1 &= R_A \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2 \\ &= 82,80 \cdot 3 - 1/2 \cdot 5,52 \cdot 3^2 \\ &= 223,56 \text{ KN m} \end{aligned}$$

Tabel 5.9. Perhitungan Momen Akibat Beban Diafragma (M_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Mx (KN)
$M_x = R_A \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2$	A	0	0
	1	3	223,56
	2	6	397,43
	3	9	521,63
	4	12	596,15
	5	15	620,99

C. Beban akibat Deck Land Concrete Precast dan Plat Lantai

- Berat deck LC = $0,07 \cdot 1,01 \cdot 2400 = 169,68 \text{ Kg/m}$

- Berat air hujan = $0,05 \cdot 1,65 \cdot 1000 = 82,5 \text{ Kg/m}$

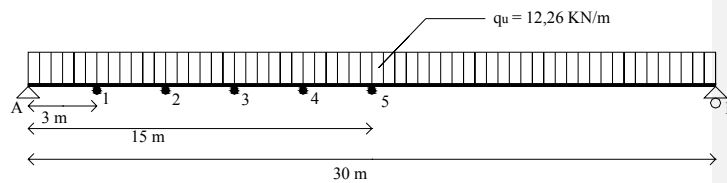
- Berat aspal = $0,05 \cdot 1,65 \cdot 2200 = 181,5 \text{ Kg/m}$

- Berat plat lantai = $0,2 \cdot 1,65 \cdot 2400 = 792 \text{ Kg/m}$

$$q = 1225,68 \text{ Kg/m}$$

$$= 12,26 \text{ KN/}$$

Tinjauan pembebanan terhadap setengah bentang, dengan tinjauan dimulai dari titik A dengan interval jarak setiap 3 m.



Gambar 5.24 Perletakan Beban Plat lantai Jemb. Terhadap. Balok Girder

a. Reaksi Tumpuan

$$\begin{aligned} R_A &= R_B = \frac{1}{2} q L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 12,26 \cdot 30 \\ &= 183,9 \text{ KN} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

Untuk perhitungan gaya lintang menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{1}{2} q (L - 2 \cdot x) \\ &= \left(\frac{1}{2} q \cdot L\right) - \left(\frac{1}{2} q \cdot 2 \cdot x\right) \\ &= R_A - q \cdot x \end{aligned}$$

Dimana : D_x = Gaya lintang di titik x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Berat sendiri balok (KN/m)

x = Jarak titik yan ditinjau (m)

Dibawah ini contoh perhitungan gaya lintang(D_x) di titik 1:

$$D_1 = R_a - q \cdot x$$

$$= 183,9 - (12,26 \cdot 3)$$

$$= 149,56 \text{ KN}$$

Tabel 5.10. Perhitungan Gaya Lintang Akibat Berat plat perkrasan (Dx)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Dx (KN)
$Dx = R_A - Px$	A	0	183,9
	1	3	149,56
	2	6	110,31
	3	9	73,54
	4	12	36,77
	5	15	0

c. Momen (M)

Perhitungan momen pada balok girder menggunakan rumus :

$$M_x = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x)$$

$$= (1/2 q \cdot x \cdot L) - (1/2 q \cdot x \cdot x)$$

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

Dimana : M_x = Momen di x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Berat sendiri balok (KN/m)

x = Jarak titik yang ditinjau (m)

dibawah ini contoh perhitungan momen (M_x) dititik 1 :

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

$$= 183,9 \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot 12,26 \cdot 3^2$$

$$= 496,40 \text{ KN m}$$

Tabel 5.11. Perhitungan Momen Akibat Berat plat perkrasan (Mx)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Mx (KN)
$M_x = R_A \cdot x - 1/2 q \cdot x^2$	A	0	0
	1	3	496,40

	2	6	882,49
	3	9	1158,27
	4	12	1323,73
	5	15	137,889

D. Beban akibat Beban Hidup (Beban “D”)

Untuk jembatan kelas I, berlaku 100% muatan Bina Marga

- Beban garis (P) = 4,4 Ton
- Beban merata (q) untuk bentang 45 m, $30\text{m} < L < 60\text{ m}$
- Faktor distribusi = 1,00
- Beban dinamik yang diijinkan = 1,4
- Uniform Loading (UDL) = $(8 \cdot (0,5 + 15/L))$ kpa

$$q = 8 \cdot (0,5 + 15/30) = 8 \text{ kpa}$$

Beban garis (P) digunakan,

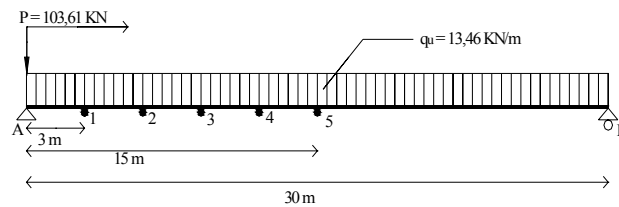
$$P = (1,00 \cdot 4,4 \cdot 1,65 \cdot 1,4) \\ = 103,61 \text{ KN}$$

Beban garis (q) digunakan, menurut PPJRR, 1987 hal 8 :

$$q = (1,00 \cdot 8 \cdot 1,65) = 13,46 \text{ KN/m}$$

Perhitungan momen dan gaya lintang untuk balok akibat beban hidup digunakan garis pengaruh.

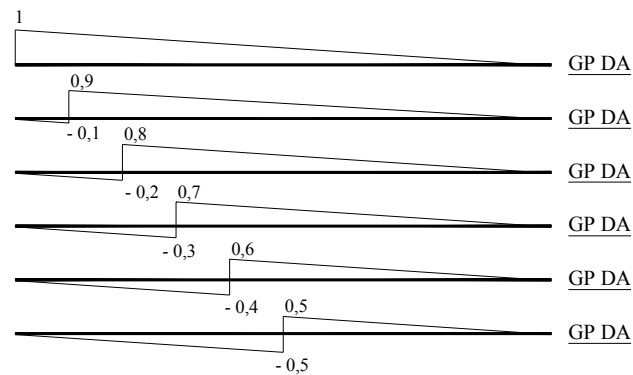
Beban P berjalan dari titik A ke titik B :



Gambar 5.25 Perletakan Akibat Beban Hidup “D” Terhadap Balok Girder

a. Gaya Lintang (D)

Diagram Garis Pengaruh Gaya Lintang (Gp. Dx) :



Gambar 5.26 Diagram Garis Pengaruh Untuk Gaya Lintang (Dx)

$$\text{Rumus : } Dx = P \cdot y + q \cdot \left(\frac{1}{2} L - x \right)$$

dimana : Dx = Gaya Lintang di titik x (KN)

P = Beban garis (KN)

q = Beban merata (KN/m)

L = Bentan jembatan (m)

x = Jarak langsung terhadap titik tinjau (m)

y = Nilai garis pengaruh pada titik tinjau

dibawah ini contoh perhitungan gaya lintang (Dx) dititik 1:

$$\begin{aligned} Dx &= P \cdot y + q \cdot \left(\frac{1}{2} L - x \right) \\ &= (103,61 \cdot 1) + 13,46 \left(\frac{1}{2} \cdot 30 - 0 \right) \\ &= 305,51 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tabel 5.12 Perhitungan Gaya Lintang Akibat Beban Hidup "D" (Dx)

Titik Tinjau	x (m)	y (m)	Dx (KN)
DA	0	1	305,51
D1 (bawah)	3	-0,1	171,349

D1 (atas)	3	0,9	254,72
D2 (bawah)	6	- 0,2	140,798
D2 (atas)	6	0,8	203,99
D3 (bawah)	9	- 0,3	110,247
D3 (atas)	9	0,7	153,26
D4 (bawah)	12	- 0,4	79,696
D4 (atas)	12	0,6	102,53
D5 (bawah)	15	- 0,5	49,145
D5 (atas)	15	0,5	51,8

b. Momen (M_x)

Diagram Garis Pengaruh Bidang Momen (Gp. M_x) :

- Beban P berada pada titik A dengan ordinat $x = 0$

$$\frac{y_A}{0} = 1 \rightarrow y_A = 0$$

- Beban P berada pada titik 1 dengan ordinat $x = 3$

$$\frac{y_1}{3} = 0,9 \rightarrow y_1 = 2,7$$

- Beban P berada pada titik 2 dengan ordinat $x = 6$

$$\frac{y_2}{6} = 0,8 \rightarrow y_2 = 4,8$$

- Beban P berada pada titik 3 dengan ordinat $x = 9$

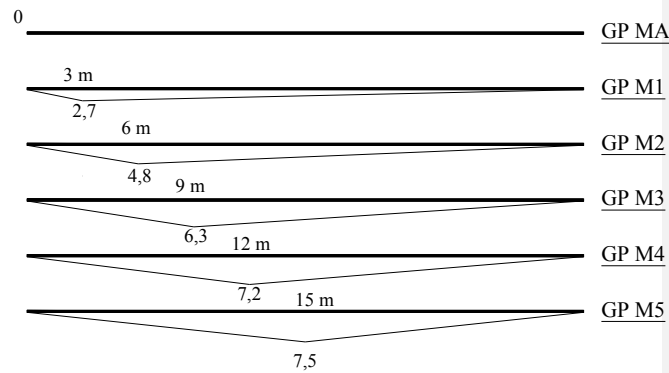
$$\frac{y_3}{9} = 0,7 \rightarrow y_3 = 6,3$$

- Beban P berada pada titik 4 dengan ordinat $x = 12$

$$\frac{y_4}{12} = 0,6 \rightarrow y_4 = 7,2$$

- Beban P berada pada titik 5 dengan ordinat $x = 15$

$$\frac{y_5}{15} = 0,5 \rightarrow y_5 = 7,5$$



Gambar 5.27 Diagram Garis Pengaruh Untuk Momen (Mx)

$$\text{Rumus : } M_x = P \cdot y + \frac{1}{2} q \cdot x^2$$

dimana : M_x = Momen di titik x (KN)

P = Beban garis (KN)

q = Beban merata (KN/m)

L = Bentan jembatan (m)

x = Jarak langsung terhadap titik tinjau (m)

y = Nilai garis pengaruh pada titik tinjau

dibawah ini contoh perhitungan gaya momen (M_x) di titik 1 :

$$\begin{aligned} M_1 &= P \cdot y + \frac{1}{2} q \cdot x^2 \\ &= 103,61 \cdot 2,7 + \frac{1}{2} \cdot 13,46 \cdot 3^2 \\ &= 340,29 \text{ KN m} \end{aligned}$$

Tabel 5.13 Perhitungan Momen Akibat Beban Hidup "D" (M_x)

Titik Tinjau	x (m)	y (m)	M_x (KN/m)
A	0	0	0
1	4,5	4,05	340,29
2	9	7,2	739,52
3	13,5	9,45	1197,69
4	18	10,8	1714,79
5	22,5	11,25	2290,83

E. Akibat Beban Angin

Pengaruh beban angin, $w = 150 \text{ kg/m}^2 = 1,5 \text{ KN/m}$. Beban angina untuk beban hidup mempunyai ketinggian menerys sebesar 2m diatas permukaan lantai kendaraan.

Luas bidang untuk beban mati :

$$\begin{aligned} A_1 &= (t \text{ balok girder} + t \text{ pilar} + t \text{ aspal}) \cdot L \cdot 150 \% \\ &= (170 + 20 + 5) \cdot 3000 \cdot 1,5 \\ &= 877500 \text{ cm}^2 = 87,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas untuk beban hidup :

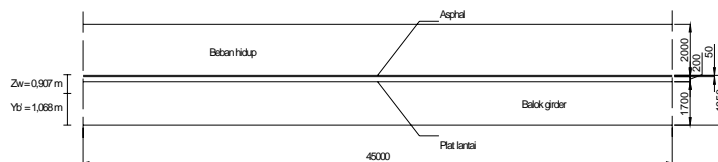
$$\begin{aligned} A_2 &= (t \text{ beban hidup}) \cdot L \cdot 100 \% \\ &= (200) \cdot 3000 \cdot 1,0 \\ &= 600000 \text{ cm}^2 = 60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{tot} &= (A_1 + A_2) \cdot w \\ &= (87,75 + 60) \cdot 1,5 \\ &= 221,625 \text{ KN} \end{aligned}$$

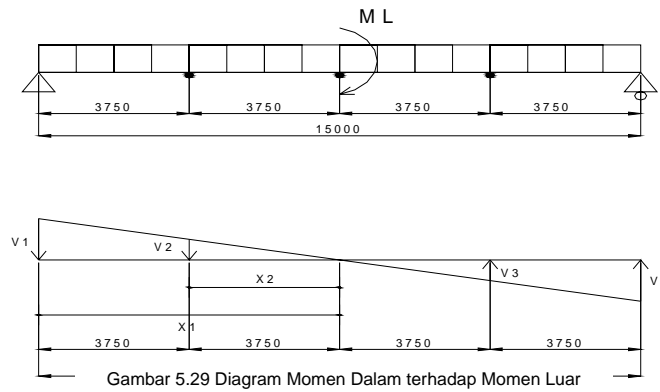
$$\begin{aligned} Z_w &= \frac{1}{2} \cdot (H_1 + H_2) - Y_b \\ &= \frac{1}{2} \cdot (1,95 + 2) - 1,068 \\ &= 0,907 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen Luar (M_L) :

$$\begin{aligned} M_L &= Z_w \cdot w_{tot} \\ &= 0,907 \cdot 221,625 \\ &= 200,910 \text{ KN m} \end{aligned}$$



Gambar 5.28 Posisi Letak beban dan Titik Berat Beban Angin



Momen Dalam (M_D) :

Perbandingan momen dalam digunakan perbandingan beban pada gelagar ditinjau setengah bentang, beban tersebut dinotasikan V .

$$V_1 = V_4$$

$$V_2 = V_3 = 0,5 \cdot V_1$$

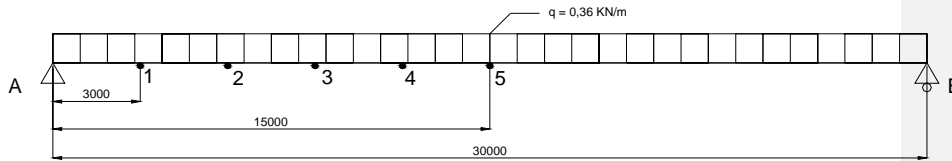
$$\begin{aligned} M_D &= 2 \cdot V_1 \cdot X_1 + 2 \cdot V_2 \cdot X_2 \\ &= 2 \cdot V_1 \cdot 7,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot V_1 \cdot 3,750 \\ &= 15 \cdot V_1 + 3,75 \cdot V_1 \\ &= 18,75 \cdot V_1 \end{aligned}$$

$$M_D = M_L$$

$$18,75 \cdot V_1 = 200,910 \text{ KN m}$$

$$V_1 = \frac{200,910}{18,75} = 10,715 \text{ KN} \dots\dots \text{ Untuk panjang bentang 45 m}$$

$$V_1 = \frac{10,715}{30} = 0,36 \text{ KN/m} \dots\dots V_1 = q$$



Gambar 5.30 Perletakan Beban Angin terhadap Balok Girder

a. Reaksi Tumpuan

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,36 \cdot 30 \\ &= 5,4 \text{ KN} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

Untuk gaya lintang menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} D_x &= \frac{1}{2} q \cdot (L - 2 \cdot x) \\ &= (\frac{1}{2} q \cdot L) - (\frac{1}{2} q \cdot 2x) \\ &= R_A - q \cdot x \end{aligned}$$

Dimana :

D_x = Gaya lintang dititik x (KN)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Beban angin (KN/m)

x = jarak titik yang ditinjau (m)

di bawah ini contoh perhitungan gaya lintang (D_x) dititik 1 :

$$\begin{aligned} D_x &= R_A - q \cdot x \\ &= 5,4 - (0,36 \cdot 3) \\ &= 4,32 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tabel 5.14 Perhitungan Gaya Lintang Akibat Beban Angin (D_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Dx (KN)
$D_x = R_A - qx$	A	0	5,4
	1	3	4,32
	2	6	3,24
	3	9	2,16
	4	12	1,08
	5	15	0

c. Momen (M)

Perhitungan momen pada balok girder menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) \\ &= (\frac{1}{2} q \cdot x \cdot L) - (\frac{1}{2} q \cdot x \cdot x) \\ &= R_A \cdot x - \frac{1}{2} q \cdot x^2 \end{aligned}$$

Dimana : M_x = Momen dititik x (KNm)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

q = Beban angin (KN/m)

x = jarak titik yang ditinjau (m)

di bawah ini contoh perhitungan momen (M_x) dititik 1 :

$$\begin{aligned} M_x &= R_A \cdot x - \frac{1}{2} q \cdot x^2 \\ &= 5,4 \cdot 3 - (\frac{1}{2} \cdot 0,36 \cdot 3^2) \\ &= 14,58 \text{ KN m} \end{aligned}$$

Tabel 5.15 Perhitungan Momen Akibat Beban Angin (M_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	Dx (KN)
$M_x = R_A \cdot x - q \cdot x$	A	0	0
	1	3	14,58
	2	6	25,92
	3	9	34,02
	4	12	38,88
	5	15	40,5

F. Akibat Gaya Rem dan Traksi

$$\text{Beban hidup 'D', } q = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ t}$$

$$P = 10,361 \text{ t}$$

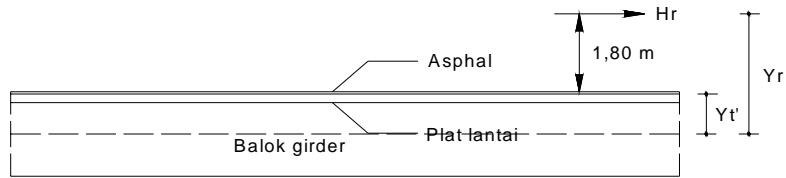
$$D = 46,361 \text{ t}$$

Gaya Rem (H_R)

$$H_R = 5 \% \cdot D$$

$$= 0,05 \cdot 46,361$$

$$= 2,318 \text{ t}$$

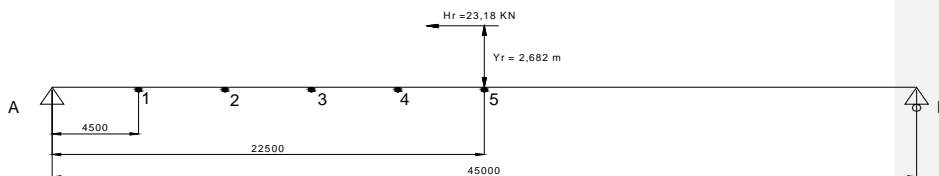


Gambar 5.31 Kedudukan dan Tinggi Gaya Rem Berkerja

tinggi pusat berat kendaraan = 1,80 m

$$\begin{aligned} Y_R &= Y_t' + 0,05 + 1,80 \\ &= 0,832 + 0,05 + 1,80 \\ &= 2,682 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= H_R \cdot Y_R \\ &= 2,318 \cdot 2,682 \\ &= 6,217 \text{ t m} \end{aligned}$$



Gambar 5.32 Perletakan Beban Gaya Rem terhadap Balok

a. Reaksi Tumpuan

$$R_A = R_B = \frac{62,17}{30} = 2,07 \text{ KN}$$

b. Gaya Lintang (D)

Untuk gaya lintang menggunakan rumus :

$$D_x = R_A$$

Tabel 5.16 Perhitungan Gaya Lintang Akibat Gaya Rem dan Traksi (D_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	D_x (KN)
$D_x = R_A$	A	0	2,07
	1	3	2,07
	2	6	2,07
	3	9	2,07
	4	12	2,07
	5	15	2,07

c. Momen (M)

Perhitungan momen pada balok girder menggunakan rumus :

$$M_x = R_A \cdot x$$

Dimana : M_x = Momen dititik x (KNm)

R_A = Reaksi tumpuan (KN)

x = jarak titik yang ditinjau (m)

di bawah ini contoh perhitungan momen (D_x) dititik 1 :

$$\begin{aligned} M_x &= R_A \cdot x \\ &= 2,07 \cdot 3 \\ &= 6,21 \text{ KN m} \end{aligned}$$

Tabel 5.17 Perhitungan Gaya Momen Akibat Gaya Rem dan Traksi (D_x)

Rumus/persamaan	Titik tinjau	x (m)	M_x (KN)
$M_x = R_A \cdot x$	A	0	0
	1	3	6,21
	2	6	12,42
	3	9	18,63
	4	12	24,84
	5	15	31,05

5.5.3 Check Kemampuan Penampang Terhadap Gaya yang Berkerja

- Statis momen penampang balok girder :

$$Sb_{\text{(penampang)}} = 290087.176 \text{ cm}^3$$

$$St_{\text{(penampang)}} = 269252.151 \text{ cm}^3$$

- Statis momen akibat gaya yang berkerja :

$$\begin{aligned} St_{\text{(beban)}} &= \frac{M_L + (1-R).M_D}{fc + R.ft_i} \\ &= \frac{22908300 + (1-0,85) 38867800}{325.9439084 + (0,85 * 13,46)} \\ &= 85180,072 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sb_{\text{(beban)}} &= \frac{M_L + (1-R).M_D}{fc + R.ft_i} \\ &= \frac{22908300 + (1-0,85) 38867800}{12,33 + (0,85 * 365,0571774)} \\ &= 89076,015 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$Sb_{\text{(penampang)}} > Sb_{\text{(beban)}} \dots\dots\dots$ Penampang aman

$St_{\text{(penampang)}} > St_{\text{(beban)}} \dots\dots\dots$ Penampang aman

5.5.4 Perhitungan Gaya Prategang

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

Spesifikasi Beton Prestress (K-800)

$$f'c = (0.76+0.2*\text{LOG}(K/150))*K = 724.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c_i = 84 \% * f'c = 608.43 \text{ kg/cm}^2$$

(tegangan beton pada umur 14 hari)

Saat transfer :

$$\begin{aligned} \text{Tarik pada serat atas } f_{ti} &= 0,5 \cdot \sqrt{f'c} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{608.43} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12,33 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Tekan pada serat bawah } f_{ci} &= -0,60 \cdot f'c_i \\
 &= -0,60 \cdot 608,43 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= -365,05 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Saat beban berkerja :

$$\begin{aligned}
 \text{Tekan pada serat atas } f_c &= -0,45 \cdot f'c \\
 &= -0,45 \cdot 724,32 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= -325,94 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tarik pada serat bawah } f_t &= 0,5 \cdot \sqrt{f'c} \\
 &= 0,5 \cdot \sqrt{724,32} = 13,46 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Gaya Prestress Transfer

Eksentrisitas (e) balok precast :

$$\begin{aligned}
 e &= Y_b - Y_s \text{ (Jarak garis netral tendon dari tepi bawah)} \\
 &= 81,834 - 13,45 \\
 &= 68,384 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas (e) balok precast Komposit :

$$\begin{aligned}
 e &= Y_{bc} - Y_s \text{ (Jarak garis netral tendon dari tepi bawah)} \\
 &= 106,846 - 13,45 \\
 &= 93,396 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Ditinjau pada dua kondisi :

Saat transfer ditengah bentang

- Serat Atas

$$F_{top} = \frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \cdot e}{S_i} + \frac{M_{D(girder)}}{S_i} \geq -12,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$-12,33 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_i}{6709} - \frac{P_i * 68,384}{269252,151} + \frac{18869100}{269252,151}$$

$$P_i = 550367 \text{ kg}$$

$$F_{bot} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e}{S_b} - \frac{M_{D(girder)}}{S_b} \leq 365,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$365,05 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_i}{6709} + \frac{P_i * 68,384}{290087.176} - \frac{18869100}{290087.176}$$

$$P_i = 1117765 \text{ kg}$$

$$\text{Diambil } P_i = 1117765 \text{ kg} = 1117,765 \text{ Ton}$$

$$P_i \leq 1117,765 \text{ Ton}$$

- Serat Bawah

$$F_{\text{top}} = \frac{P_e}{A_c} - \frac{P_e \cdot e - M_{bp}}{S_i} + \frac{M_{bh}}{S_i \cdot c} \leq 325,944 \text{ kg/cm}^2$$

$$325,944 \text{ kg/cm}^2 = -\frac{P_e}{6709} + \frac{(P_e * 93.396 - 24950100)}{269252,151} - \frac{35897800}{484509.604}$$

$$P_e = -675102 \text{ kg}$$

$$F_{\text{bot}} = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e - M_{bp}}{S_b} - \frac{M_{bh}}{S_b \cdot c} \geq -13,46 \text{ kg/cm}$$

$$-13,46 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_e}{6709} + \frac{(P_e * 93.396 - 24950100)}{290087.176} - \frac{35897800}{377070.689}$$

$$P_e = 449542 \text{ kg}$$

$$\text{Diambil } P_e = 449542 \text{ kg} = 449,542 \text{ Ton}$$

$$P_e \geq 449,542 \text{ Ton}$$

Tabel 5.18 Profil Kabel

Tendon	Jumlah Strand	Asp (cm ²)	Fu (kg/cm ²)	%	Besar penarikan (kg)
1	12	0.9871	19000	76	171044.688
2	13	0.9871	19000	76	185298.412
3	13	0.9871	19000	76	185298.412
4	13	0.9871	19000	76	185298.412
Total	51				726939.924

Perhitungan Pi :

$$\begin{aligned} P_{i \text{ tendon}} &= n \cdot A_s \cdot f_u \cdot R \\ &= 51 \cdot 0,9871 \text{ cm}^2 \cdot 19000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 76 \end{aligned}$$

$$= 726939,24 \text{ kg}$$

$$= 726,939 \text{ Ton}$$

Jadi gaya prestress = 726,939 Ton \leq 1117,765 Ton.....(Aman)

5.5.5 Perencanaan Tendon

A. Pemilihan Tendon

Material strand yang dipergunakan memiliki properties seperti tertera bawah ini :

Tabel 5.19 Tabel Propertis Strand

Type	Diameter Ø	Luas Ast	fu	Es
VSL ½ inc	(mm)	(cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
	12.7	0.9871	19000	1.96E+06

..... Prestressed Concrete Basic, Collins & Mitchell 1987 hal 33

Menentukan jumlah strand yang dibutuhkan :

$$n = \frac{T_i}{R * A_s * f_u}$$

$$= \frac{726,939 * 10^3}{0,76 * 0,9871 * 19000}$$

$$= 51 \text{ strand}$$

Cek jumlah tendon yang digunakan :

$T_i \leq T_i$ tendon yang dipergunakan

$$T_{i \text{ tendon}} = n . A_s . f_u . R$$

$$= 51 . 0,9871 \text{ cm}^2 . 19000 \text{ kg/cm}^2 . 76 \%$$

$$= 726939 \text{ kg}$$

$$= 726,939 \text{ ton} \geq T_i = 726,939 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Sehingga digunakan 51 strand yang tersebar pada 4 tendon.

Tendon 1 = 12 strand

Tendon 2 = 13 strand

Tendon 2 = 13 strand

Tendon 2 = 13 strand

Tendon yang dipergunakan memiliki properties :

Tabel 5.20 Tabel Propertis Tendon

Unit	Range in of strand	Inside dia. (mm)
E5-22	13	55

..... Prestressed Concrete Basic, Collins & Mitchell 1987 hal 33

B Penentuan Letak Tendon

Letak Batas Aman Tendon

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

$$a_2 = \frac{M_G}{T_i}$$

Dimana : a_2 = Jarak titik berat tendon dibawah batas bawah kern (k_b)

M_G = Momen akibat berat sendiri girder

T_i = Gaya pratekan awal

..... T.Y. LIN & H. BURNS, desain struktur beton prategang ...

Contoh perhitungan :

a_2 titik tinjau 1 dengan jarak 0 m, dan $M_G = 0$ KNm

$$a_2 = \frac{0}{7269,39} = 0 = 0 \text{ cm}$$

Batas bawah = $Y_b - K_b - a_2$

$$= 81,834 - 40,13 - 0$$

$$= 35,41 \text{ cm}$$

Tabel 5.21 Perhitungan Batas Bawah Tendon

Titik tinjau	Jarak tinjau (m)	M_G (KNm)	T_i (KN)	a_2 (cm)	Batas Bawah (cm)
A	0	0	7269,39	0	35,41
1	3	679,29	7269,39	9,34	26,07
2	6	1207,62	7269,39	16,61	18,8
3	9	1585,00	7269,39	21,80	13,61
4	12	1811,43	7269,39	24,92	10,49
5	15	1886,91	7269,39	25,96	9,45

Pada kondisi akhir agar pengaruh beban kerja dan pusat tekanan tidak jatuh diatas garis kern atas, maka garis cgs harus diletakan dibawah kern atas dengan jarak minimal:

$$a_1 = \frac{M_{DL(total)}}{T_{eff}}$$

Dimana :

a_1 = Jarak titik berat tendon di bawah batas atas kern (k_b)

$M_{DL(total)}$ = Momen akibat beban mati dan hidup keseluruhan

T_{eff} = Gaya pratekan efektif ($R \cdot T_i$)

Contoh perhitungan :

a_1 titik tinjau 1 dengan jarak 0 m, dan $M_{tot} = 0$ KNm

$$a_1 = \frac{0}{0,85 * 7269,39} = 0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas atas} &= Y_b' + K_t' - a_1 \\ &= 106,847 + 41,88 - 0 \\ &= 148,727 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tabel 5.22 Perhitungan Batas Atas Tendon

Titik tinjau	Jarak tinjau (m)	M_{DL} (KNm)	$T_{i_{eff}}$ (KN)	a_1 (cm)	Batas Atas (cm)
A	0	0	6178,98	0	148,727
1	3	1739,54	6178,98	28,15	120,577
2	6	3227,06	6178,98	52,23	96,497
3	9	4462,59	6178,98	72,22	76,507
4	12	5446,10	6178,98	88,14	59,587
5	15	6177,61	6178,98	99,98	48,747

Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang dengan jarak interval setiap 2 m :

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

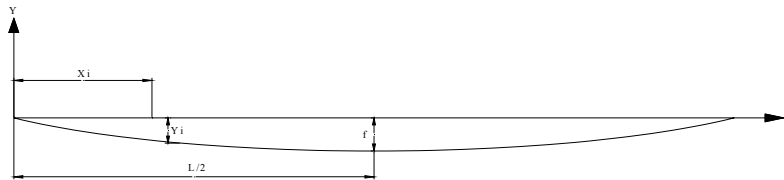
Dimana : Y_i = Ordinat tendon yang ditinjau

X_i = Absis tendon yang ditinjau

L = Panjang bentang

f = Tinggi puncak parabola maksimum

..... T.Y. LIN & H. BURNS, desain struktur beton prategang, 1996 hal. 274-275



Gambar 5.33 Persamaan Parabola Untuk Menentukan Posisi Tendon

Tendon yang ada, letaknya sedemikian rupa harus berada pada lintasan inti tendon. Penentuan lintasan inti tendon dihitung dengan menggunakan persamaan diatas, dimana $e = f = 683,84$ mm, $L = 30000$ mm.

Contoh perhitungan :

Jarak dari tepi bawah = $Y_b - Y_i$

$$= 818,34 - \left(\frac{4.683,84.1500(30000 - 1500)}{30000^2} \right)$$

$$= 688,41 \text{ mm}$$

Tabel 5.23 Perhitungan jarak garis netral tendon

	Jarak tinjau X_i (m)	Jarak dari tepi bawah Y_i (mm)
Lintasan Inti Tendon	0	818,34
	1.5	688,41
	3	572,16
	4.5	469,58
	6	380,68
	7.5	305,46
	9	243,91
	10.5	196,05
	12	161,85
	13.5	141,34
	15	134,5

Tendon (1)

Dimana : $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$

$$f_1 = Yb + 45 - 25$$

$$= 81,834 + 45 - 25 = 101,834 \text{ cm}$$

Tabel 5.24 Perhitungan jarak tendon -1 (Y_i)

	Jarak tinjau X_i (m)	Jarak dari tepi bawah Y_i (mm)
Tendon 1	0	1268,34
	1.5	1074,86
	3	901,74
	4.5	748,99
	6	616,60
	7.5	504,56
	9	412,93
	10.5	341,65
	12	290,73
	13.5	260,18
	15	250

Tendon (2)

Dimana : $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$

$$f_2 = Yb + 15 - 10$$

$$= 81,834 + 15 - 10 = 86,83 \text{ cm}$$

Tabel 5.25 Perhitungan jarak tendon -2 (Y_i)

	Jarak tinjau X_i (m)	Jarak dari tepi bawah Y_i (mm)
Tendon 2	0	968,34
	1.5	803,36
	3	655,74
	4.5	525,49
	6	412,60
	7.5	317,09
	9	238,94
	10.5	178,15
	12	134,74
	13.5	108,69
	15	100

Tendon (3)

Dimana : $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$

$$f_3 = Y_b - 15 - 10$$

$$= 81,834 - 15 - 10 = 56,83 \text{ cm}$$

Tabel 5.26 Perhitungan jarak tendon -3 (Y_i)

	Jarak tinjau X_i (m)	Jarak dari tepi bawah Y_i (mm)
Tendon 3	0	668,34
	1.5	560,36
	3	463,74
	4.5	378,49
	6	304,60
	7.5	242,09
	9	190,94
	10.5	151,15
	12	122,74
	13.5	105,69
	15	100

Tendon (4)

Dimana : $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$

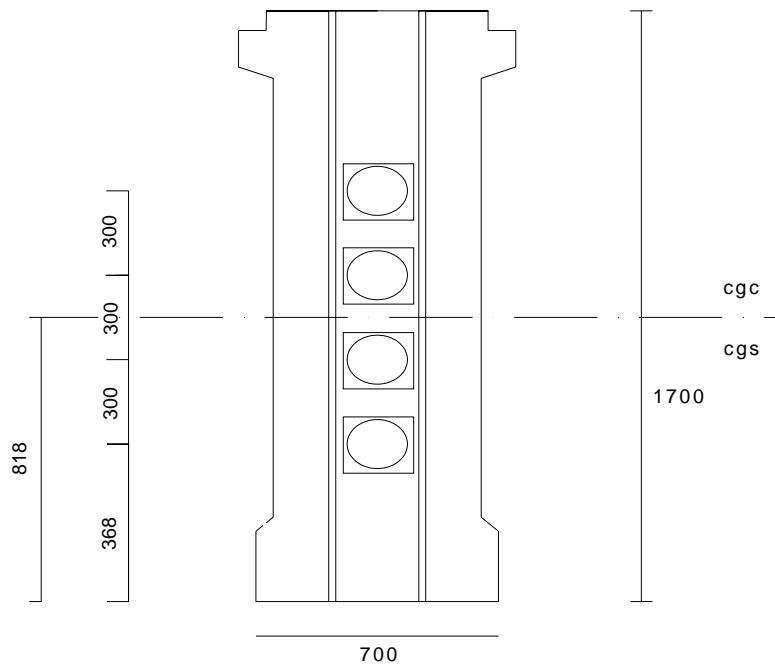
$$f_4 = Y_b - 45 - 10$$

$$= 81,834 - 45 - 10 = 26,83 \text{ cm}$$

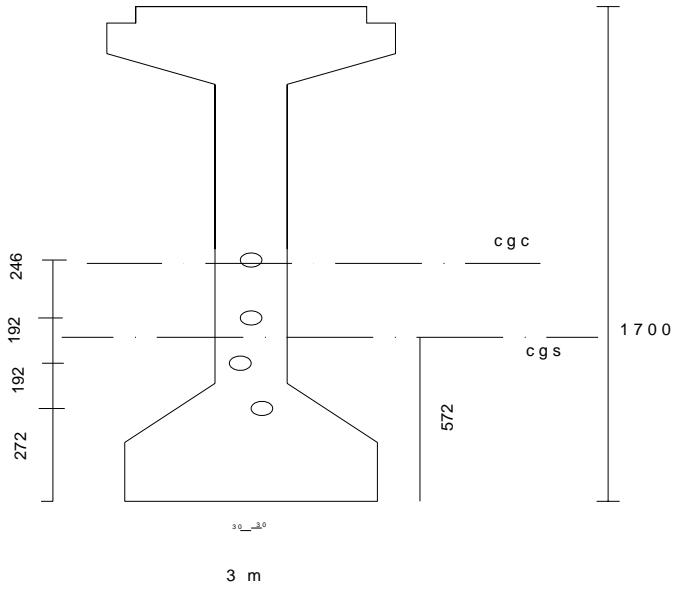
Tabel 5.27 Perhitungan jarak tendon - 4 (Y_i)

	Jarak tinjau X_i (m)	Jarak dari tepi bawah Y_i (mm)
Tendon 4	0	368,34
	1.5	317,36
	3	271,74
	4.5	231,49
	6	196,60
	7.5	167,09
	9	142,94
	10.5	124,15
	12	110,74
	13.5	102,96
	15	100

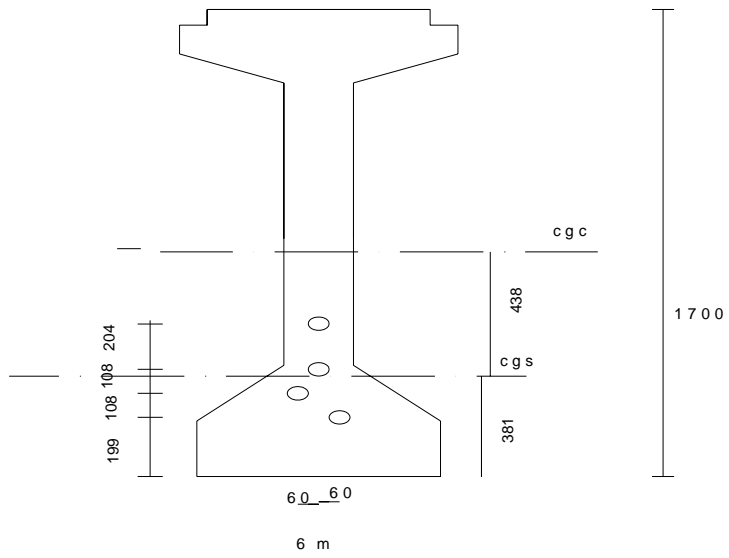
Berikut ini adalah gambar potongan melintang balok per jarak 3 m :



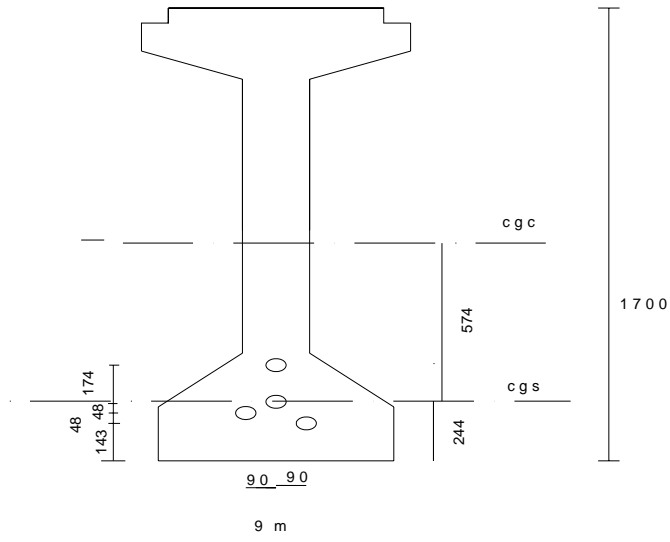
Gambar 5.34 Posisi tendon di End Blok



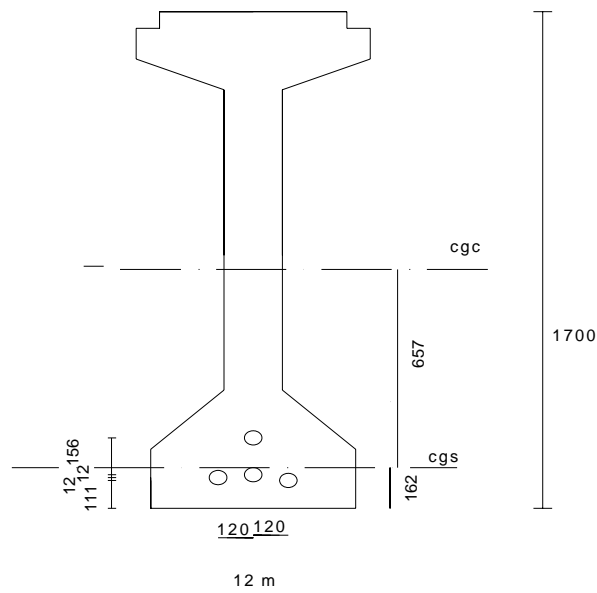
Gambar 5.35 Posisi tendon di jarak 3 m



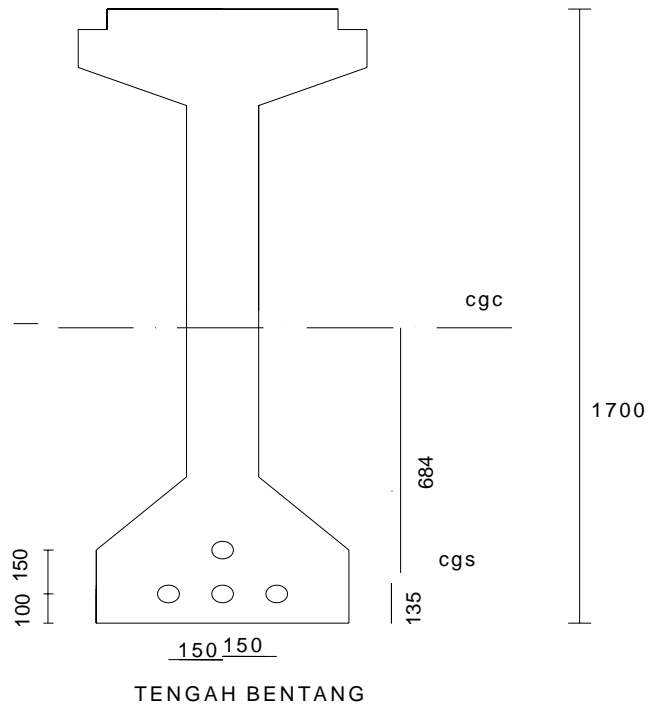
Gambar 5.36 Posisi tendon di jarak 6 m



Gambar 5.37 Posisi tendon di jarak 9 m



Gambar 5.38 Posisi tendon di jarak 12 m



Gambar 5.39 Posisi tendon pada tengah bentang

5.5 6 Kehilangan Tegangan

Pada beton prategang kehilangan tegangan yang terjadi dapat diakibatkan dari beton maupun dari tendon sebagai bajanya. Jenis-jenis kehilangan tegangan adalah sebagai berikut :

5.5.6.1 Kehilangan Tegangan Pada Beton

Kehilangan Tegangan Akibat Perpendekan Elastis

Jumlah tendon = 4

$$T_i = 7269,39 \text{ KN} = 726,94 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Penarikan Strand (76\%)} \rightarrow P_A &= 0.76 \times 51 \times 0,9871 \times 19000 \\ &= 726939 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$A_s = \text{Jumlah Strand} \times \text{Luas } A_{st} = 51 \times 0,9871 = 50,34 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{P_A}{A_s} = \frac{726939}{50,34} = 14440 \text{ kg/cm}^2 = 1444 \text{ Mpa}$$

f' = Tendon yang ditegangkan setelah tendon ke 1 .

$$= 3 \times 12 \times 0,9871 \times 14440 \text{ x n} / 6709 = 320,26 \text{ kg/cm}^2$$

f'' = Tendon yang ditegangkan setelah tendon ke 2 .

$$= 2 \times 13 \times 0,9871 \times 14440 \text{ x n} / 6709 = 231,30 \text{ kg/cm}^2$$

f''' = Tendon yang ditegangkan setelah tendon ke 3 .

$$= 1 \times 13 \times 0,9871 \times 14440 \text{ x n} / 6709 = 115,65 \text{ kg/cm}^2$$

f'''' = Tendon yang ditegangkan setelah tendon ke 4 .

$$= 0$$

$$\text{Kehilangan tegangan rata-rata} = \frac{f' + f'' + f''' + f''''}{4}$$

$$= \frac{320,26 + 231,30 + 115,65 + 0}{4}$$

$$= 166,80 \text{ kg/cm}^2 = 16,68 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{16,68}{1444} \times 100 = 1,16 \%$$

Kehilangan Tegangan Akibat Susut

$$\begin{aligned}\Delta f_{sh} &= E_s \cdot \epsilon_{sh} \\ &= 196000 \cdot k_s \cdot k_h \cdot \left(\frac{t}{35+t}\right) \cdot 0,51 \cdot 10^{-3}\end{aligned}$$

dimana : t = Usia beton pada saat susut dihitung (hari)

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

$$t = 29 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume} &= 670900 \times 30000 \\ &= 2,013 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Surface area} &= (5478,9 \times 30000) + (2 \times 670900) \\ &= 165708,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{2,013 \cdot 10^{10}}{165708,8} = 121,5 \text{ mm}$$

dengan waktu pengeringan 7 hari didapat :

$$k_s = 0,225$$

$$k_h = 1,36$$

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

$$\begin{aligned}\Delta f_{sh} &= 196000 \cdot 0,225 \cdot 1,36 \cdot \left(\frac{29}{35+29}\right) \cdot 0,51 \cdot 10^{-3} \\ &= 13,86 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{13,86}{1444} \times 100 = 0,96 \%$$

Kehilangan Tegangan Akibat Rangkak

$$\Delta f_{s.cr} = E_s \cdot \epsilon_{cr}$$

$$\epsilon_{cr} = c_c \cdot \epsilon_{ci}$$

$$c_c = 3,5 k \left(1,58 - \frac{H}{120}\right) \cdot t_i^{-0,118} \cdot \frac{(t-t_i)^{0,6}}{10 + (t-t_i)^{0,6}}$$

dimana : H = Kelembaman relatif (%)

k = Koefisien

t_i = Usia beton pada saat transfer tegangan (hari)

t = Usia beton pada saat rangkaiak diitung (hari)

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

$$E_s = 196000$$

$$H = 45 \%$$

$$t_i = 14 \text{ hari}$$

$$t = 29 \text{ hari}$$

$$t - t_i = 29 - 14 = 15 \text{ hari}$$

dengan selisih 15 hari waktu perhitungan kehilangan tegangan dan penarikan didapat :

$$k = 0,3$$

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

$$c_c = 3,5 \cdot 0,3 \left(1,58 - \frac{45}{120}\right) \cdot 14^{-0,118} \cdot \frac{(29-14)^{0,6}}{10 + (29-14)^{0,6}}$$

$$= 0,312$$

$$\epsilon_{cr} = 0,312 \times \frac{7269,39 \cdot 10^3 / 670900}{5500 \sqrt{72,43}} = 7,22 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta f_{s.cr} = 196000 \times 7,22 \cdot 10^{-5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{14,16}{1444} \times 100 = 0,98 \%$$

5.5.6.2 Kehilangan Tegangan Pada Baja

Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Baja

$$\Delta f_{rel} = f_{si} \cdot \frac{\log t}{10} \cdot \left(\frac{f_{si}}{f_y} - 0,55\right) \rightarrow f_{si} = \frac{Ti}{As} = 1615 \text{ MPa}$$

dimana : f_{si} = Tegangan tendon akibat T_i (Mpa)

f_y = Tegangan leleh baja

t = Usia beton pada saat relaksasi diitung (hari)

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

$$\Delta f_{rel} = (1444) \cdot \frac{\log 29}{10} \cdot \left(\frac{1444}{1900} - 0,55\right) = 44,35 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{44,35}{1444} \times 100 = 3,07 \%$$

Kehilangan Tegangan Akibat Angker Slip

$$\Delta f_{as} = \frac{\Delta_{as}}{L} \cdot E_s$$

dimana : Δ_{as} = Besarnya angker slip (mm)

E_s = Modulus elastisitas baja prategang (MPa)

L = Panjang tendon (mm)

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

$$\Delta_{as} = \frac{6}{30000} \times 196000 = 39,2 \text{ MPa}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{39,2}{1444} \times 100 = 2,71 \%$$

Kehilangan Tegangan Akibat Gelombang dan Geseran

$$e = 683,84 \text{ mm}$$

Digunakan tipe tendon

unbonded pregreased tendons 7- wire strand

Curvature coefficient (μ) = 0,15

Wobble coefficient (k) = 0,0016

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

$$\alpha = \frac{2 \cdot e_o}{L_0} = \frac{2 \times 683,84}{15000} = 0,091$$

$$k \cdot L = 0,0016 \times 15 = 0,024$$

$$\mu \cdot \alpha = 0,15 \times 0,091 = 0,0137$$

$$\begin{aligned} P_{1/2L} &= P_A \cdot e^{-(\mu\alpha + kx)} \rightarrow P_A = \sigma_{si} = 726939 \text{ Kg} = 7,269 \cdot 10^3 \text{ KN} \\ &= 7,269 \cdot 10^3 \cdot e^{-(0,0137 + 0,024)} \\ &= 7000,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Delta P = P_A - P_{1/2L} = 7269,39 - 7000,6 = 268,79 \text{ KN}$$

$$\% \text{ losses} = \frac{268,79}{7269,39} \times 100 = 3,7 \%$$

Tabel 5.28 Tabel Kehilangan Tegangan

Beton	Δf_{ci}	(%)	1,16
	Δf_{sh}	(%)	0,96
	Δf_{cr}	(%)	0,98
Baja	Δf_{rel}	(%)	3,07
	Δf_{AS}	(%)	2,71
	f_B	(%)	3,7
Total Kehilangan Tegangan		(%)	12,58

$$R = 100 \% - 12,58 \% = 87,42 \%$$

5.5.7 Gaya Prategang Efektif

- Kondisi transfer :

$$P = 726,939 \text{ ton} = 726939 \text{ kg}$$

Asp = Jumlah Strand x Luas Kabel Prestress (Ast)

$$= 51 \times 0,9871$$

$$= 50,342 \text{ cm}^2$$

Tegangan Kabel = P / Asp

$$= 726939 / 50,342$$

$$= 14440 \text{ kg/cm}^2$$

q- balance (Tinjauan Tengah Bentang) = $q_b = -P \times e \times 8 / L^2$

$$= - (726,939 \times 0,684 \times 8) / 30^2$$

$$= - 4,419 \text{ t / m}$$

- Kondisi Servis :

$$P = 87,42\% \times 726,939 \text{ ton} = 635,5 \text{ ton} = 635500 \text{ kg}$$

Asp = Jumlah Strand x Luas Kabel Prestress (Ast)

$$= 51 \times 0,9871$$

$$= 50,342 \text{ cm}^2$$

Tegangan Kabel = P / Asp

$$= 635500 / 50,342$$

$$= 12623,62 \text{ kg/cm}^2$$

q- balance (Tinjauan Tengah Bentang) = $q_b = -P \times e \times 8 / L^2$

$$= - (635,5 \times 0,934 \times 8) / 30^2$$

$$= - 5,276 \text{ t / m}$$

5.5.8 Kontrol Tegangan

A. Kontrol Tegangan Saat Transfer (Tinjauan Tengah Bentang)

$$\text{Momen } DL_{\text{Girder}} = 18869100 \text{ kg m}$$

$$\text{Momen Balance} = \frac{1}{8} * qb * L^2$$

$$= \frac{1}{8} * (-4,419) * 30^2$$

$$= -497,109 \text{ ton m} = -49710900 \text{ kg cm}$$

$$\text{Momen Net-} = \text{Momen } DL_{\text{girder}} + \text{Momen Balance}$$

$$= 18869100 + (-49710900)$$

$$= -30841900 \text{ kg cm}$$

$$\text{Akibat } P_i \text{ axial tekan} = P_i / A$$

$$= 726939 / 6709$$

$$= 108,353 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Akibat momen ; Untuk serat atas} = M_{\text{Net}} / S_a$$

$$= (-30841900 / 269252.151)$$

$$= -114,546 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Untuk serat bawah} = M_{\text{Net}} / S_b$$

$$= (-30841900 / 290087.176)$$

$$= 106,319 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan transfer :

$$f_{\text{top}} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{M_{\text{net}}}{S_a}$$

$$= 108,353 + (-114,546)$$

$$= -6,193 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tarik)} \leq -12,33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tarik) (Aman)}$$

$$f_{\text{bot}} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{M_{\text{net}}}{S_b}$$

$$= 108,353 + 106,319$$

$$= 214,672 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \leq 365,057 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan) (Aman)}$$

B. Kontrol Tegangan Saat Servis (Tinjauan Tengah Bentang)

$$\text{Momen } DL_{\text{Total}} = 38867800 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Balance} &= \frac{1}{8} * qb * L^2 \\ &= \frac{1}{8} * (-5,276) * 30^2 \\ &= - 593,534 \text{ ton m} = - 59353400 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Net- (M}_1) &= \text{Momen } DL_{\text{Total}} + \text{Momen Balance} \\ &= 38867800 + (-59353400) \\ &= -20485600 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen } LL_{\text{Total}} (M_2) = 22908300 \text{ kg cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat } Pi_{\text{eff}} \text{ axial tekan} &= Pi_{\text{eff}} / A \\ &= 635500 / 6709 \\ &= 94,723 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat momen (M₁) ;

$$\begin{aligned} \text{Untuk serat atas} &= M_{\text{Net}} / S_a \\ &= (-20485600 / 269252.151) \\ &= - 76,083 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk serat bawah} &= -M_{\text{Net}} / S_b \\ &= -(-20485600 / 290087.176) \\ &= 42,281 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat momen (M₂) ;

$$\begin{aligned} \text{Untuk serat atas} &= M_2 / S_{ac2} \\ &= (22908300 / 637948.283) \\ &= 35,909 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk serat bawah} &= -M_2 / S_{bc} \\ &= -(22908300 / 377070.689) \\ &= - 60,753 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan transfer :

$$\begin{aligned} \text{Slab} &= M_2 / S_{ac1} \\ &= (22908300 / 484509.604) \end{aligned}$$

$$= 47,281 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \leq 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \text{ (Aman)}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{top}} &= \frac{P_{\text{ieff}}}{A_c} + \frac{M_{\text{net}}}{S_a} + \frac{M_2}{S_{ac2}} \\ &= 94,723 + (-76,083) + 35,909 \\ &= 54,549 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \leq 325,944 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{bot}} &= \frac{P_{\text{ieff}}}{A_c} + \frac{M_{\text{net}}}{S_a} + \frac{M_2}{S_{bc}} \\ &= 94,723 + 42,281 - 60,753 \\ &= 76,251 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tekan)} \leq -13,46 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tarik)} \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

5.5.9 Perhitungan Lendutan

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

dimana : δ = Lendutan yang terjadi (mm)

q = Beban merata (N/mm)

L = Panjang balok girder (m m)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Momen inersia penampang girder (mm^4)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{72,43} = 12600 \text{ MPa}$$

$$I = 40288677,266 \cdot 10^4 \cdot \text{mm}^4$$

Saat transfer :

Beban merata yang dihasilkan = $q_{\text{balance}} + q_{\text{precast}}$

$$= -4,419 + 1,677$$

$$= -2,741 \text{ t/m}$$

Beban terpusat yang dihasilkan = 0 t/m

Lendutan ($\delta = (5q \cdot L^4 / 384EI) + (pL^3 / 48EI)$)

$$\Delta = ((5 \times (-2,741 \cdot 10) \times 3000^4) / (384 \times 126000 \times 40288677,266)) +$$

$$((0 \times 3000^3) / (48 \times 126000 \times 40288677,266))$$

$$= -5,67 \text{ cm (lendutan keatas)}$$

Saat servis :

$$\begin{aligned} \text{Beban merata yang dihasilkan} &= q \text{ balance} + q \text{ diaphragma} + q \text{ plat} + q \text{ aspal} \\ &= - 5,276 + 0,552 + 0,962 + 0,182 \\ &= - 2,168 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Beban terpusat yang dihasilkan = 10,361 t / m

Lendutan ($\delta = (5q \cdot L^4 / 384EI) + (pL^3 / 48EI)$)

$$\begin{aligned} \Delta &= ((5 \times (-2,168 \cdot 10) \times 3000^4) / (384 \times 126000 \times 40288677,266)) + \\ &\quad ((10,361 \times 3000^3) / (48 \times 126000 \times 40288677,266)) \\ &= - 3,34 \text{ cm (lendutan keatas)} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :

$$\begin{aligned} \text{Beban merata yang dihasilkan} &= q \text{ beban hidup} \\ &= 1,346 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Beban terpusat yang dihasilkan = 10,361 t / m

Lendutan ($\delta = (5q \cdot L^4 / 384EI) + (pL^3 / 48EI)$)

$$\begin{aligned} \Delta &= ((5 \times (1,346 \cdot 10) \times 3000^4) / (384 \times 126000 \times 40288677,266)) + \\ &\quad ((10,361 \times 3000^3) / (48 \times 126000 \times 40288677,266)) \\ &= 3,93 \text{ cm (lendutan kebawah)} \end{aligned}$$

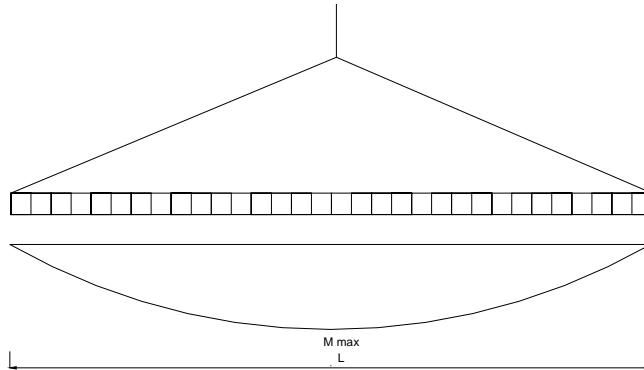
$$\begin{aligned} \text{Final lendutan} &= \text{Lendutan saat servis} + \text{lendutan akibat beban hidup} \\ &= - 3,34 \text{ cm} + 3,93 \text{ cm} \\ &= 0,586 \text{ (kebawah)} \leq (L / 800) \text{ lendutan ijin} \\ &= 0,586 \leq 3,75 \text{ cm (Aman)} \end{aligned}$$

5.5.10 Perencanaan Tulangan Girder

A. Perencanaan Tulangan Pokok Girder

Ketika pemasangan girder prestress adalah dengan cara launching sehingga tulangan konvensional tidak berfungsi karena seluruh penampang balok mengalami kondisi tertekan akibat gaya pratekan, maka perhitungan tulangan konvensional dihitung persegmen ketika pengangkutan.

Diambil segmen terpanjang = 6,2 m



Gambar 5.40 Pengangkatan Girder 2 titik

$$q = 16,77 \text{ KN/m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{2} \cdot 16,77 \cdot 6,2^2 = 322,319 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= -\frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 + R_A \cdot (x-1,25) \\ &= -\frac{1}{2} \cdot 16,77 \cdot 3,1^2 + 322,319 \cdot (3,1-1,25) \\ &= 534,210 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 13 mm dan geser D 13 mm.

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

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

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \cdot 450}{(600 + f_y)} + \frac{R_I}{f_y}$$

$$= \frac{0,65 \cdot 450}{(600 + 400)} + \frac{0,65 \cdot 80}{400}$$

$$= 0,4225$$

$$d = 1700 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 13 = 1640,5 \text{ mm}$$

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

$$\frac{M_u}{b d^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\frac{534,210.10^6}{700 \cdot 1640,5^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588\rho \frac{400}{80}\right)$$

$$940,8 \rho^2 - 320 \rho + 0,284 = 0$$

Dengan rumus abc didapat ρ yang memungkinkan, yaitu

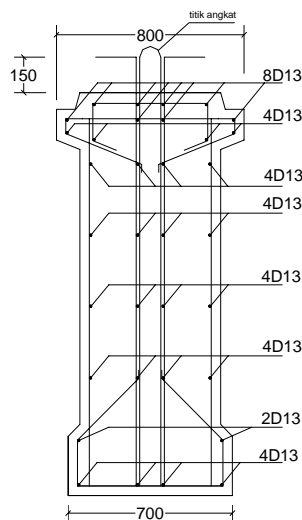
$$\rho = 0,0009 \quad \text{dan} \quad \rho = 0,34$$

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

Diambil $\rho_{\min} = 0,0009$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0009 \cdot 700 \cdot 1640,5 \\ &= 1033,515 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan 8D13 mm ($A_s = 1061,32 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.41 Tulangan Konvensional Girder

B. Perhitungan Geser

$$f_c = 80 \text{ Mpa} \quad b_w = 20 \text{ cm}$$

$$T_i = 7269,39 \text{ KN} \quad S_b' = 377070,689 \text{ cm}^3$$

$$R = 0,8742 \quad Y_t = 88,166 \text{ cm}$$

$$A = 6709 \text{ cm}^2$$

Analisa terhadap geser

$$V_{c \text{ Min}} = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot dp$$

$$V_c = (0,16 \cdot \sqrt{f'c} + 49 \cdot Vu \cdot dp / Mu) \cdot b_w \cdot dp$$

$$V_{c \text{ Max}} = 1,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot dp$$

.....(ACI)

Dimana :

$V_{c \text{ Min}}$ = gaya geser mengakibatkan shear compression failure

V_c = gaya geser hancur beton prategang

$f'c$ = tegangan ijin pada beton

b_w = lebar badan

d = jarak dari cgs sampai serat teratas

Vu = Gaya lintang ultimate yang terjadi

Mu = Gaya momen ultimate yang terjadi

Nilai $V_u = 112,24$ KN (tengah bentang)

Nilai $Mu = 10016,27$ KNm

d adalah = eksentrisitas titik tinjau + Y_a

$$= 68,384 + 88,166$$

$$= 156,550 \text{ cm}$$

$(Vu \cdot dp) / Mu < 1$

$$(112,24 \cdot 1,566) / 10016,27 = 0,018 < 1 \text{(OK)}$$

$$V_{c \text{ Min}} = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot dp$$

$$= 0,53 \cdot \sqrt{724,30} \cdot 20 \cdot 156,550$$

$$= 44660,555 \text{ kg}$$

$$V_c = (0,16 \cdot \sqrt{f'c} + 49 \cdot Vu \cdot dp / Mu) \cdot b_w \cdot dp$$

$$= (0,16 \cdot \sqrt{724,30} + 49 \cdot 11222,4 \cdot 156,550 / 100162700) \cdot 20 \cdot 156,550$$

$$= 16173,866 \text{ kg}$$

$$V_{c \text{ Max}} = 1,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot dp$$

$$= 1,33 \cdot \sqrt{724,30} \cdot 20 \cdot 156,550$$

$$= 112072,713 \text{ kg}$$

V_c yang diambil = jika $V_c > V_{c \text{ Max}}$; maka diambil $V_{c \text{ Max}}$
jika $V_c < V_{c \text{ Min}}$; maka diambil $V_{c \text{ Min}}$

Jadi V_c yang diambil adalah = $V_{c \text{ Min}} = 44660,555 \text{ kg}$

$$V_u / \phi = 11222,4 / 0,85$$

$$= 13205,013 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 13205,013 \text{ kg} - 44660,555 \text{ kg} = -31455,537 \text{ kg}$$

Hal ini berarti penampang aman terhadap gaya geser

Perencanaan Tulangan Geser

Kondisi yang terjadi bahwa penampang mampu menahan gaya geser yang terjadi akibat gaya lintang dan momen lentur.

Jadi dipakai, direncanakan tulangan geser menggunakan tulangan D13 ($A_s = 132,732 \text{ mm}^2$).

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$S = 10 \cdot A_v \cdot f_y \cdot dp \cdot / V_s$$

$$S_{\text{min}} = 10 \cdot A_v \cdot 80 \cdot f_y \cdot dp \cdot / (A_{st} \cdot f_{ps} \cdot \sqrt{dp/bw})$$

$$= d / 2 \text{ atau } 24 \text{ in } (= 60,96 \text{ cm} = 609,60 \text{ mm})$$

$$= 10 \cdot A_v \cdot f_y / (5(bw)) ; \text{ jika } V_u / \phi > V_c / 2$$

..... (ACI)

Contoh perhitungan :

Tinjau $x = 3 \text{ m}$ dimana $dp = 112,786 \text{ cm}$ dan $V_u = 109407 \text{ kg}$

$A_v = A_s \cdot \text{Jumlah kaki stirrup}$

$$= 1,327 \cdot 2$$

$$= 2,654 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 109407 / 0,85 - 63067,489$$

$$= 65646,464 \text{ kg}$$

$$S = 10 \cdot A_v \cdot f_y \cdot dp \cdot / V_s$$

$$= 10 \cdot 2,654 \cdot 4000 \cdot 112,786 / 65646,464$$

$$= 182,39 \text{ cm} = 1823,9 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} = 10 \cdot A_v \cdot 80 \cdot f_y \cdot dp \cdot / (A_{st} \cdot f_{ps} \cdot \sqrt{dp/bw})$$

$$= 10 \cdot 2,654 \cdot 80 \cdot 4000 \cdot 112,786 / (0,9871 \cdot 19000)$$

$$= 21506,96 \text{ cm} = 215069,6 \text{ mm}$$

$$S_{\min} = d / 2 \text{ atau } 24 \text{ in } (= 60,96 \text{ cm} = 609,60 \text{ mm})$$

$$S_{\min} = 10 \cdot A_v \cdot f_y / (50 b_w) \quad ; \text{ jika } V_u/\phi > V_c/2$$

$$= 10 \cdot 2,654 \cdot 4000 / (5 \cdot 20)$$

$$= 1061,60 \text{ mm}$$

S yang diambil adalah S terkecil = 609,60 mm

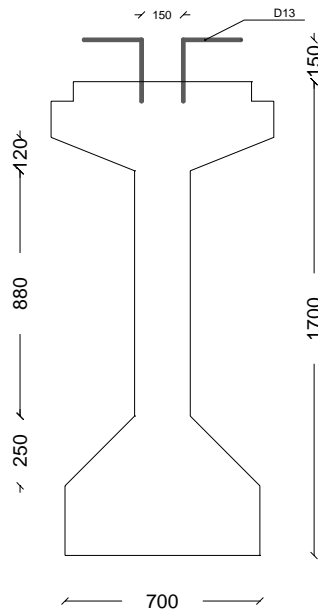
Tabel 5.29 Perhitungan Jarak Tulangan Geser

Titik tinjau	Jarak tinjau (m)	V _u (Kg)	V _s (kg)	dp (cm)	S (mm)
A	0	133550	~	88,166	609,60
1	3	109407	65646,464	112,786	609,60
2	6	84620	57262,505	133,926	609,60
3	9	60155	29231,710	145,606	609,60
4	12	35689	0	153,816	609,60
5	15	11224	0	156,550	609,60

Gambar 5.42 Jarak Penulangan Geser

5.5.11 Perencanaan *Shear Connector*

Pemakaian shear connector dimaksudkan agar terjadi ikatan antara balok girder prategang dengan plat lantai jembatan, sehingga tidak terjadi geser. Adapun perencanaan shear connector sebagai berikut :



Gambar 5.43 Rencana *shear connector*

Kekuatan 1 buah studs shear connector menurut cara Bina Marga :

$$Q = 55 d^2 \sqrt{f'c} \rightarrow \text{untuk } (H/d) \geq 5,5$$

$$Q = 55 d^2 \sqrt{f'c} \rightarrow \text{untuk } (H/d) < 5,5$$

Direncanakan :

- Diameter studs (d) = 1,3 cm
- Tinggi studs (H) = 15 cm
- Mutu beton = 800 kg/m²

$$\text{Jadi : } (15/1,3) = 11,5 \geq 5,5$$

$$Q = 55 d^2 \sqrt{f'c}$$

$$= 55 \times 1,3^2 \times \sqrt{800}$$

$$= 2629 \text{ kg (untuk 1 studs, jadi 2 studs = 5258 kg)}$$

Panjang studs sebagai stek penyambung ke dalam girder :

$$f_c' = 80 \text{ MPa} = 800 \text{ kg/cm}^2$$

σ_b' = Kekuatan beton

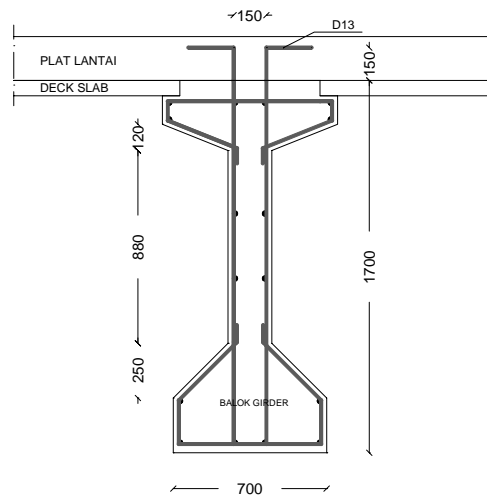
$$= 0,83 \times 800 = 664 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{bk}' = Kekuatan beton karakteristik

$$= 0,33 \times 664 = 219,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang studs} = \frac{2629}{3,14 \cdot 1,3 \cdot 219,12} = 2,937 \text{ cm}$$

Untuk pemasangan praktis studs adalah perpanjangan dari tulangan geser web.

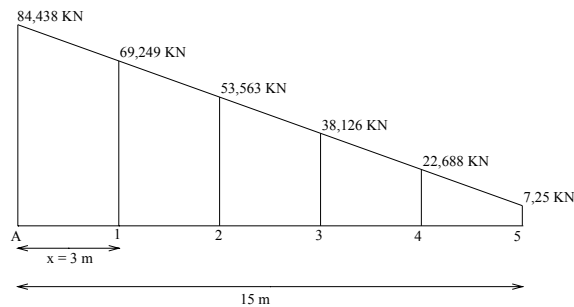


Gambar 5.44 Pemasangan *Studs* Pada Girder dan Lantai Jembatan

Dalam menentukan jarak antar shear connector dipengaruhi oleh besarnya gaya yang bekerja pada balok girder. Semakin besar gaya lintang yang bekerja pada balok girder maka jarak antar shear connector akan semakin rapat. Untuk besarnya gaya lintang yang bekerja pada balok girder dapat dilihat pada tabel 5.30, dengan data sebagai berikut :

Tabel 5.30 Distribusi Gaya Lintang

Titik Tinjau	D (Plat, Dc, Aspal, hujan)	D (Beban Hidup)	D (Beban Rem)	Dx Total (KN)
0 - 3 (m)	51,824	30,544	2,07	84,438
3 - 6 (m)	41,707	25,472	2,07	69,249
6 - 9(m)	31,094	20,399	2,07	53,563
9 - 12(m)	20,730	15,326	2,07	38,126
12 - 15(m)	10,365	10,253	2,07	22,688
15 (m)	0	5,180	2,07	7,25



Gambar 5.45 Gaya Lintang Pada Setengah Bentang yang Diperhitungkan

Selain gaya yang bekerja pada balok girder, faktor yang mempengaruhi perhitungan jarak shear connector juga meliputi:

- Garis netral untuk balok komposit

$$Y_b' = 106,846 \text{ cm}$$

$$Y_t' = 83,154 \text{ cm}$$

- Momen inersia penampang komposit

$$I_k' = 23738937,526 \text{ cm}^4$$

- Statis momen plat lantai terhadap garis netral komposit

$$S_x = 2293,94 \times (180 - 106,846)$$

$$= 167810,89 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{D_x \cdot S_x}{I_k'}$$

contoh perhitungan nilai q adalah sebagai berikut :

untuk titik tinjau A-1, dimana D_x maksimum = N

$$q = \frac{84,438 \times 167810,89}{23738937,526}$$

$$= 59,69 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Nilai ekivalen (n)} = \frac{E_{c(\text{slab})}}{E_{c(\text{girder})}} = \frac{4700 \cdot \sqrt{35}}{4700 \cdot \sqrt{80}} = 0,661$$

Jadi jarak shear connector adalah :

$$S = \frac{n \cdot Q}{q}$$

Contoh perhitungan nilai S adalah sebagai berikut :

Untuk titik tinjau A-1, dimana $q = 59,69 \text{ kg/cm}$

$$S = \frac{0,661 \cdot 5258}{59,69}$$

$$= 58,23 \text{ cm}$$

Untuk pemasangan praktis shear connector adalah perpanjangan dari tulangan geser web, jadi $S = S_v$

Dibawah ini adalah hasil perhitungan “q” dan “s” dalam bentuk tabel.

Tabel 5.31 Hasil q dan s

Titik Tinjau	Dx Total (Kg)	q (Kg/cm)	s (cm)
0 - 3 (m)	8443,8	59,69	58,23
3 - 6 (m)	6924,9	48,95	71,00
6 - 9(m)	5356,3	37,86	91,8
9 - 12(m)	3812,6	26,95	128,96
12 - 15(m)	2268,8	16,04	216,68
15 (m)	725	5,13	677,49

5.5.12 Perencanaan *Bursting Steel*

Perhitungan bursting steel digunakan rumus :

$$\frac{hb}{a} \leq 0,2 \longrightarrow R = 0,3 \cdot T_i \cdot \left(1 - \frac{hb}{a}\right)$$

$$\frac{hb}{a} > 0,2 \longrightarrow R = 0,25 \cdot T_i \cdot \left(1 - \frac{hb}{a}\right)$$

Dimana : hb = Tinggi bidang plat anker (mm)

a = Panjang end blok pada balok girder (mm)

Ti = Tegangan pada 1 tendon (KN)

..... Collins and Michells, Prestressed concrete basic, 1987 hal. 388-389

Contoh perhitungan dilakukan pada tendon 1 :

Tendon 1 :

$$hb_1 = 265 \text{ mm}$$

$$a = 1200 \text{ mm}$$

$$\frac{265}{1200} = 0,2 \leq 0,2$$

$$R = 0,3 \cdot Ti \cdot \left(1 - \frac{hb}{a}\right)$$

$$= 0,3 \cdot 12 \cdot 0,9871 \text{ cm}^2 \cdot 19000 \text{ kg/cm}^2 \cdot \left(1 - \frac{265}{1200}\right)$$

$$= 54014,11 \text{ kg}$$

Perhitungan luasan Bursting Forces :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{R}{0,5 \cdot f_y} \\ &= \frac{54014,11}{0,5 \cdot 4000} \\ &= 27 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah bursting yang digunakan :

$$n \cdot A_s \cdot f_y = R$$

Dimana : n = jumlah bursting steel

As = Luas tulangan (cm²)

f_y = Tegangan leleh baja (kg/cm²)

$$\begin{aligned} n &= \frac{R}{A_s \cdot f_y} \\ &= \frac{54014,11}{0,9871 \cdot 4000} \end{aligned}$$

$$= 13,7 \approx 14 \text{ buah}$$

Untuk tendon 2, 3, dan 4 dapat dilihat ditabel :

Tabel 5.32 Perhitungan Jumlah dan Luas *Bursting Steel*

		Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
Jumlah Strand (n_s)	bh	12	13	13	13
Lebar plat angkur (h_b)	mm	265	265	265	265
Pi	kg	171044,69	185298,412	185298,412	185298,412
Pbt	kg	54014,11	58515,288	58515,288	58515,288
Luas bursting steel (A_{bs})	cm ²	27	29,25	29,25	29,25
Jumlah bursting steel (n_{bs})	bh	14	15	15	15

5.5.13 Perencanaan *Elastomeric bearings*

Perletakan balok girder pada abutment maupun pada pilar menggunakan bantalan elastomer dengan menggunakan acuan spesifikasi *Freyssinet Elastomeric bearings*. Elastomer mampu memberikan reaksi terhadap pembebanan vertikal, horisontal, dan geseran.

Beban yang bekerja pada elastomer

- Gaya vertikal yang bekerja

Beban mati :	- Air hujan + aspal	= 7920 kg
	- Plat lantai jembatan	= 23760 kg
	- Deck slab/plat	= 5090,4 kg
	- Diafragma	= 7250 kg
	- Girder	= 50317,5 kg
Beban hidup:	- Beban garis	= 10361 kg
	- Beban merata	= 40380 kg
Total beban vertikal : $V_{tot} / 2$		= 145078,9 / 2 kg
		= 72539,45 kg = 725,39 KN

- Gaya horisontal yang bekerja

$$H_{tot} = \text{akibat angin} + \text{akibat rem dan traksi}$$

$$= 221,625 + 23,18 = 244,805 \text{ KN}$$

Untuk tiap tumpuan menahan gaya horisontal setengahnya :

$$H = \frac{1}{2} \cdot H_{tot}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 244,805$$

$$= 122,403 \text{ KN}$$

Perencanaan Elastomer

Pemilihan *elastomer* (*Freyssinet*) direncanakan:

- Lebar elastomer (a) = 12 inch
- Lebar elastomer (b) = 12 inch
- Tebal pelat baja elastomer = 5 mm
- Tebal lapis elastomer = 9 mm
- Tebal selimut atas dan bawah = 6 mm
- Daya dukung (V_{max}') = 144 kips (1kips = 4,448 KN)
- Rasio Geser = 17,51 kips/inch
- Perpendekan elastis = 0,020 inch

Jadi kebutuhan *elastomer* adalah :

$$V_{max}' = 144 \times 4,448$$

$$= 640,512 \text{ KN}$$

$$n = \frac{V_{tot}}{V_{max}'} = \frac{725,39}{640,512} = 1,13 = 2 \text{ lapis } \textit{elastomer}$$

$$\text{tebal 1 lapis} = (4+5+6+5+6) = 31 \text{ mm}$$

$$\text{tebal total} = (6+5+9+5+9+5+6) = 45 \text{ mm}$$

Check terhadap kebutuhan *elastomer* :

- Check terhadap daya dukung

$$V_{tot} \leq V_{max}'$$

$$725,39 \leq (640,512 \times 2)$$

$$725,39 \leq 1281,024 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Ok}$$

- Check terhadap gelincir

Untuk balok girder (beton) menggunakan rumus :

$$\frac{H_{tot(max)}}{V_{tot}} \leq 0,2$$

$$\frac{122,43}{725,39} \leq 0,2$$

$$0,167 \leq 0,2 \quad \rightarrow \text{OK}$$

- Check terhadap dimensi

Faktor bentuk :

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a + b) \cdot t_e}, S=4 \text{ (syarat } S \geq 4)$$

$$S = \frac{30,48 \times 30,48}{2 \times (30,48 + 30,48) \times 0,9}$$

$$T_e = 8,5 \text{ mm} \geq 4 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{syarat : } a \geq 4 \cdot \Sigma t_e$$

$$a \geq 4 \cdot 4,5$$

$$30,48 \geq 18,0 \rightarrow \text{OK}$$

$$b \geq 4 \cdot \Sigma t_e$$

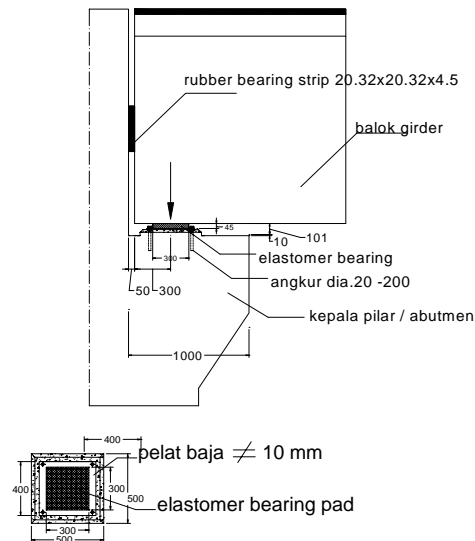
$$30,48 \geq 4 \cdot 4,5 \rightarrow \text{OK}$$

- Check terhadap *bearing*

$$\sigma = \frac{R_A}{a \cdot b} = \frac{725,39}{48 \times 30} = 50,37 \text{ kg/cm}^2 = 5,04 \text{ MPa}$$

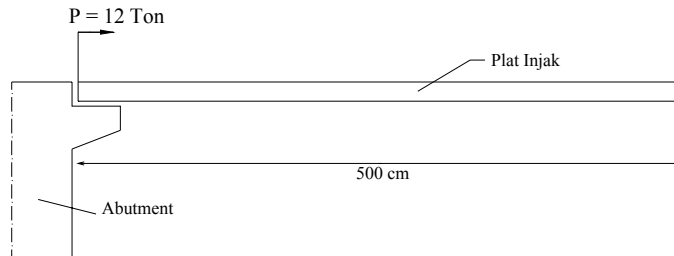
$$\sigma \leq f_c'$$

$$5,04 \leq 80 \rightarrow \text{ok.}$$



Gambar 5.46 Elastomer Bearing

5.5.14 Perencanaan Pelat Injak



Gambar 5.35 Penempatan Plat Injak

Spesifikasi :

- Tebal plat (h) = 20 cm
- Mutu bahan beton = 35 Mpa
- Mutu tulangan baja = 400 Mpa
- Panjang (l) = 5 m
- Lebar (b) = 15,5 m
- Berat jenis beton (γ_c) = 2500 Kg/m²
- Berat jenis aspal (γ_a) = 2200 Kg/m²
- Berat jenis air hujan (γ_w) = 1000 Kg/m²
- D tul utama = 12 mm
- Tebal selimut beton = 4 cm

a. Pembebanan

a) Beban Tetap (Mati)

- Berat sendiri plat	= 0,2 . 2500	= 500 Kg/m ²
- Berat air hujan	= 0,05 . 1000	= 50 Kg/m ²
- Berat aspal	= 0,05 . 2200	= 110 Kg/m ²
		<u>= 660 Kg/m²</u>

$W_D = 660 \text{ Kg/m}^2$

b) Beban Hidup

$P = 4,4 \text{ T}$

$$W_L = \frac{4400}{15,5 * 5} = 56,774 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_U = 660 + 56,774 = 716,774 \text{ Kg/m}^2 = 7,167 \text{ KN/m}^2$$

Momen-momen ditentukan sesuai dengan tabel.14 buku Dasar-dasar

Perencanaan Beton Bertulang skema IV^B, pada $\frac{l_y}{l_x} = 3,0$

$$\begin{aligned} m_{lx} &= 0,001 \cdot W_U \cdot L_x^2 \cdot x = 0,001 \cdot 7,17 \cdot 5^2 \cdot 65 &= 11,65 \text{ KNm} \\ m_{ly} &= 0,001 \cdot W_U \cdot L_x^2 \cdot x = 0,001 \cdot 7,17 \cdot 5^2 \cdot 16 &= 2,868 \text{ KNm} \\ m_{tx} &= -0,001 \cdot W_U \cdot L_x^2 \cdot x = -0,001 \cdot 7,17 \cdot 5^2 \cdot 83 &= -14,88 \text{ KNm} \\ m_{ty} &= -0,001 \cdot W_U \cdot L_x^2 \cdot x = -0,001 \cdot 7,17 \cdot 5^2 \cdot 49 &= -8,78 \text{ KNm} \\ m_{tiy} &= \frac{1}{2} m_{lx} = \frac{1}{2} \cdot 11,65 = 5,825 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Penulangan Dect Slab Precast :

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d) dalam arah x} &= h - p - \frac{1}{2} \dot{O}_{DX} \\ &= 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 12 = 153,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d) dalam arah y} &= h - p - \dot{O}_{DX} - \frac{1}{2} \dot{O}_{Dy} \\ &= 200 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 8 = 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ Momen Lapangan Arah x :

$$M_{lx} = 11,65 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{bd^2} &= \frac{11,65}{1 \cdot 0,154^2} \\ &= 491,23 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0016$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho_{\min} \cdot bd \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,154 \cdot 10^6 = 354,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D12 - 250 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{As.Terpasang}{b.d} = \frac{452}{1000 * 154} = 0,0029$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

➤ Momen Lapangan Arah y :

$$M_{ly} = 2,868 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{2,868}{1.0,144^2}$$

$$= 138,31 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0004$$

$$\rho_{min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho_{min} \cdot bd \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,144 \cdot 10^6 = 331,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D12 - 250 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{As.Terpasang}{b.d} = \frac{452}{1000 * 144} = 0,0031$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

➤ Momen Tumpuan Arah x :

$$M_{tx} = 14,18 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{14,18}{1 * 0,154^2}$$

$$= 597,91 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0019$$

$$\rho_{min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,154 \cdot 10^6 = 354,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D12 - 250 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \cdot \text{Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{452}{1000 \cdot 154} = 0,0029$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

➤ Momen Tumpuan Arah y :

$$M_{\text{tiy}} = 8,78 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{8,78}{1,0,144^2}$$

$$= 423,42 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0014$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,144 \cdot 10^6 = 331,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D12 - 250 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \cdot \text{Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{452}{1000 \cdot 144} = 0,0031$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

➤ Momen Jepit Tak Terduga Arah y :

$$M_{\text{ty}} = 5,825 \text{ KNm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{5,825}{1,0,144^2}$$

$$= 280,91 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0008$$

$$\rho_{\min} = 0,0023 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0271 \text{ (tabel 8)}$$

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

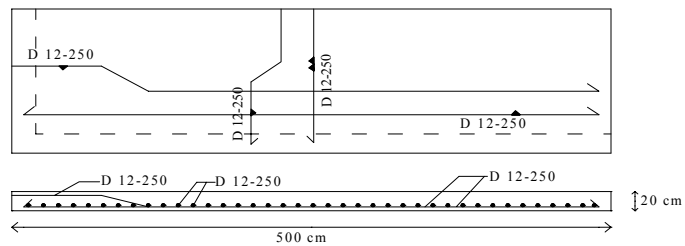
$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0023 \cdot 1 \cdot 0,144 \cdot 10^6 = 331,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D12 - 250 mm ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{452}{1000 \cdot 144} = 0,0031$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok}$$



Gambar 5.47 Penulangan Plat Injak

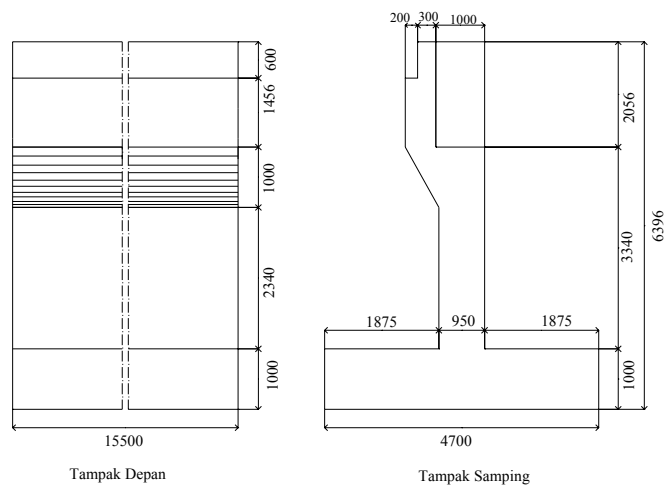
5.6. Perencanaan Abutment

Abutmen merupakan struktur bawah dari suatu konstruksi *flyover*, yang berfungsi menyalurkan beban struktur atas ke dalam tanah. Oleh karena itu didalam merencanakan struktur abutmen harus diketahui gaya-gaya yang nantinya bekerja pada struktur abutmen tersebut

Adapun gaya-gaya yang bekerja pada abutmen meliputi :

- Gaya akibat berat sendiri abutmen
- Beban mati akibat bangunan (konstruksi atas)
- Beban hidup
- Gaya akibat tanah vertikal
- Gaya akibat tekanan tanah aktif
- Gaya geser tumpuan dengan balok pratekan
- Gaya horizontal akibat rem dan traksi
- Gaya akibat gempa

Dengan mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada abutmen maka kita akan dapat merencanakan dimensi dari struktur abutmen.



Gambar 5. 48 Rencana Dimensi Abutmen

5.8.1. Pembebanan Pada Abutment

Untuk menahan momen yang besar diperlukan abutmen sebagai penyangga. Secara garis besar beban yang bekerja pada abutmen dikelompokkan menjadi 2 bagian, yaitu beban mati dan beban hidup yang bekerja secara horizontal dan vertikal.

Berikut ini akan dilakukan analisa beban-beban yang bekerja pada abutmen.

a. Berat struktur atas (Wba)

Berat deck slab	= $3.8.0,07.1,01. \frac{1}{2} 30.2,4$	= 61,08 T
Berat sendiri plat	= $0,20.15,5. \frac{1}{2} 30.2,4$	= 111,6 T
Berat air hujan	= $0,05.15,5. \frac{1}{2} 30.1$	= 11,625 T
Berat aspal	= $0,05.15,5. \frac{1}{2} 30.2,2$	= 25,58 T
Berat diagfragma	= $3.8. (0,2.1,25.1,45.2,5)$	= 21,75 T
Berat 9 girder	= $9.2,5.0,6709. \frac{1}{2} 30$	= <u>226,429 T</u> +
Berat total		= 458,069 T

Berat yang diterima abutmen = 458,069 T

Lengan gaya terhadap titik G :

$$\begin{aligned} Xb &= 0,025 \text{ m} \\ MGba &= b \cdot Xb \\ &= 458,069 \cdot 0,025 \\ &= 11,452 \text{ Tm} \end{aligned}$$

b. Beban hidup untuk beban merata dan garis

- Beban garis (P) = 4,4 Ton
- Beban merata (q) untuk bentang 30 m, $30\text{m} \leq L < 60 \text{ m}$
- Faktor distribusi = 1,00
- Beban dinamik yang diijinkan = 1,4
- Uniform Loading (UDL) = $(8 \cdot (0,5 + 15/L)) \text{ kpa}$

$$q = 8 \cdot (0,5 + 15/30) = 8 \text{ kpa}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$\begin{aligned} P &= (1,00.44.1,65.1,4) \\ &= 103,61 \text{ KN} = 10,361 \text{ T} \end{aligned}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00.8.1,65).30 = 673 \text{ KN} = 67,3 \text{ T}$$

Beban hidup = beban merata + beban garis

$$= 67,3 + 10,361$$

$$= 77,661 \text{ T}$$

Lengan gaya terhadap titik G :

$$X_b = 0,025 \text{ m}$$

$$M_{G_b} = b \cdot X_c$$

$$= 77,661 \cdot 0,025$$

$$= 1,942 \text{ Tm}$$

c. Gaya rem dan traksi (Re)

Beban hidup = beban “D” tanpa koefisien kejut (diperhitungkan sebesar 5 %) dengan titik tangkap 1,8 m di atas lantai kendaraan.

$$R_m = 0,05 \cdot (36 + 10,361)$$

$$= 2,318 \text{ T}$$

$$\text{Tinggi abutmen} = 6,08 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi lantai kendaraan} = 0,05 \text{ m}$$

$$Y_{R_m} = 6,08 + 0,05 + 1,8 = 7,93 \text{ m}$$

Momen terhadap titik G :

$$M_{R_m} = R_m \cdot Y_{R_m}$$

$$= 2,318 \cdot 7,93$$

$$= 18,382 \text{ Tm}$$

d. Gaya gesek pada tumpuan

Gaya gesek pada tumpuan (Gg)

$$G_g = f_s \cdot b$$

dimana : Gg = Gaya gesek antara tumpuan dengan balok

f_s = Koefisien antara karet dengan beton/baja

$$(f = 0,15-0,16)$$

b = Beban pada tumpuan = 458,069 ton

Lengan gaya terhadap titik G, $Y_g = 4,340 \text{ m}$

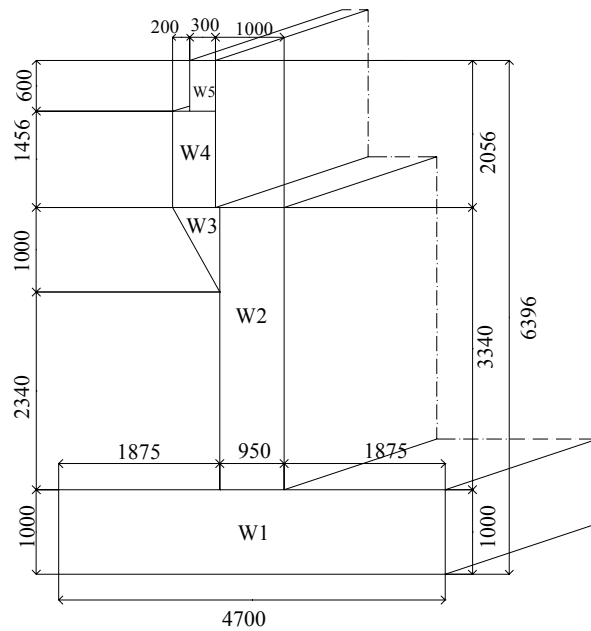
$$G_g = 0,15 \cdot 458,069 = 68,710 \text{ ton}$$

Momen terhadap titik G :

$$M_{Gg} = G_g \cdot Y_g$$

$$= 68,710 \cdot 4,34 = 298,202 \text{ Tm}$$

e. Gaya akibat berat sendiri abutmen



Gambar 5. 49 Detail Abutmen Dalam 3 Dimensi

Berat abutmen :

$$W_1 = 4,7 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 182,125 \text{ T}$$

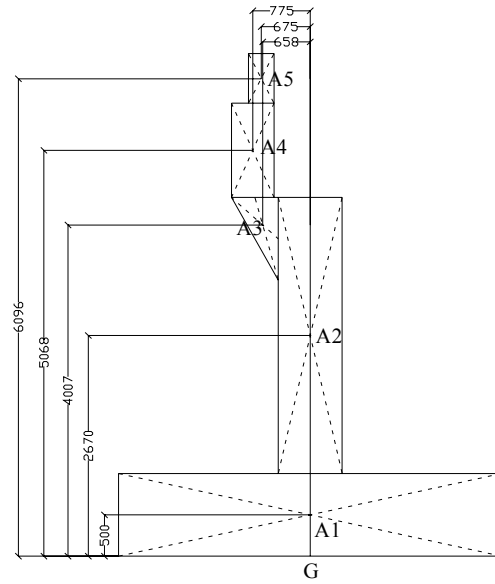
$$W_2 = 0,95 \cdot 3,34 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 122,954 \text{ T}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,55 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 10,656 \text{ T}$$

$$W_4 = 1,456 \cdot 0,5 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 28,21 \text{ T}$$

$$W_5 = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = \underline{6,975 \text{ T}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 350,92 \text{ T}$$



Gambar 5. 50 Titik Berat Konstruksi Abutmen

Tabel 5. 33 Luasan Masing-masing Segmen Abutmen

No	A (m ²)	X (m)	Y (m)	A . X	A . Y
1	4.7	0	0.5	0	2.35
2	3,173	0	2.67	0	8,472
3	0.275	-0.658	4.007	-0.181	1.101925
4	0.728	-0.775	5,06	-0,558	3,643
5	0.18	-0.675	6,09	-0.122	1,094
	9,05			-0.861	16,661

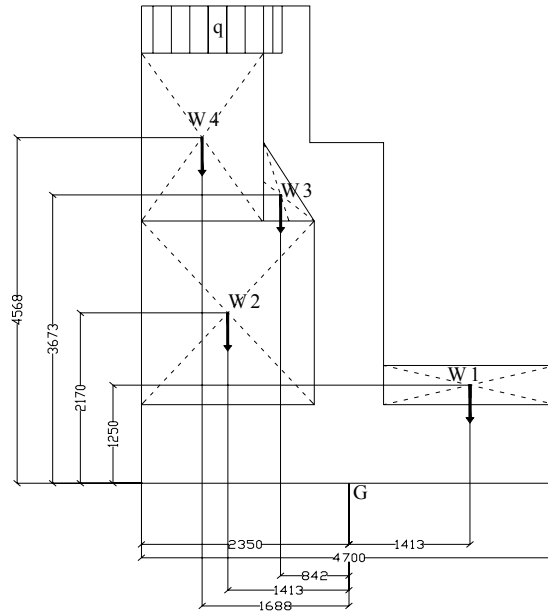
Titik berat abutmen terhadap titik G :

$$X = \frac{\Sigma A.X}{\Sigma A} = \frac{-0,861}{9,05} = -0,095 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma A.Y}{\Sigma A} = \frac{16,661}{9,05} = 1,841 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{wa} &= W_a \cdot X_a \\ &= 350,92 \cdot -0,095 \\ &= -33,34 \text{ Tm} \end{aligned}$$

f. Berat timbunan tanah yang berada di atas abutmen



Gambar 5. 51 Berat Tanah Timbunan pada Abutment

γ tanah timbunan = γ tanah tanah asli = $1,7102 \text{ t/m}^3$ (data Jl. Setia Budi, terlampir)

$$W_1 = 1,875 \cdot 0,5 \cdot 15,5 \cdot 1,7102 = 24,85 \text{ T}$$

No	A (m ²)	X (m)	Y (m)	A . X	A . Y
1	0,9375	1,413	1,25	1,325	1,1718

Titik berat abutmen terhadap titik G :

$$X = \frac{\Sigma A.X}{\Sigma A} = \frac{1,325}{0,9375} = 1,413 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma A.Y}{\Sigma A} = \frac{1,1718}{0,9375} = 1,25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{wt}n1} &= W_{m1} \cdot X \\ &= 24,85 \cdot 1,413 \\ &= 35,11 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\gamma_{\text{tanah timbunan}} = 1,7102 \text{ t/m}^3$$

$$W_2 = 1,875 \cdot 2,34 \cdot 15,5 \cdot 1,7102 = 116,304 \text{ T}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,55 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 1,7102 = 7,290 \text{ T}$$

$$W_4 = 2,46 \cdot 1,325 \cdot 15,5 \cdot 1,7102 = \underline{86,40 \text{ T}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 210,00 \text{ T}$$

Tabel 5. 34 Luasan Masing-masing Segmen Timbunan Tanah

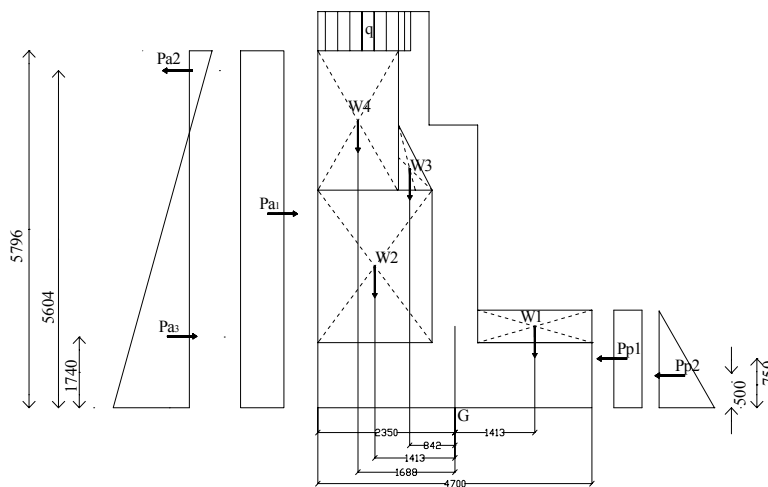
No	A (m ²)	X (mm)	Y (mm)	A . X	A . Y
2	4.3875	-1.413	2.17	-6,2	9.520875
3	0.275	-0.842	3.673	-0,232	1.010075
4	3,26	-1.688	4.57	-5,50	14,90
	7,92			-11,932	25,43

Titik berat abutmen terhadap titik G :

$$X = \frac{\Sigma A.X}{\Sigma A} = \frac{-11,932}{7,92} = -1,51 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma A.Y}{\Sigma A} = \frac{25,43}{7,92} = 3,21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{wtm2}} &= W_{\text{tm2}} \cdot X \\ &= 210,00 \cdot -1,51 \\ &= -317,1 \text{ Tm} \end{aligned}$$

g. Tekanan tanah

Gambar 5. 52 Gaya Akibat Berat Tanah dan Tekanan Tanah

Data tanah timbunan :

$$\gamma = 1,7102 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$c = 1 \text{ T/m}^2$$

$$H_1 = 5,796 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,5 \text{ m}$$

$$L = 15,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{15}{2} \right) = 0,588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \text{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right) = 1,7 \end{aligned}$$

Menurut pasal 1.4 PPPJRR 1987 beban kendaraan di belakang bangunan penahan tanah diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 60 cm.

$$\begin{aligned} q_x &= \gamma \cdot h \\ &= 1,7102 \cdot 0,6 \\ &= 1,03 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Akibat plat injak + aspal

$$\begin{aligned} q_p &= 0,2 \cdot 2,4 + 0,05 \cdot 2,2 \\ &= 0,59 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 1,03 + 0,59 \\ &= 1,62 \end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} T_{a1} &= q \cdot K_a \cdot H_1 \\ &= 1,62 \cdot 0,588 \cdot 5,796 \\ &= 5,52 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{a_2} &= \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot \left[H_1 - \frac{2c}{\gamma} \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] \\
&= \frac{1}{2} \cdot 0,588 \cdot 1,7102 \cdot \left[5,796 - \frac{2 \cdot 1}{1,7102} \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{15}{2}\right) \right]^2 \\
&= 12,066 \text{ T/m} \\
T_p &= \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H_2^2 + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot H_2 \\
&= \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 1,7102 \cdot 1,5^2 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1,7} \cdot 1,5 \\
&= 15,605 \text{ T/m} \\
f &= (T_{a_1} + T_{a_2} - T_p) \cdot 15,5 \\
&= (5,52 + 12,066 - 15,605) \cdot 15,5 \\
&= 30,706 \text{ T/m}
\end{aligned}$$

h. Gaya akibat gempa

Gaya gempa arah memanjang

$$G_h = c \cdot W_t$$

dimana : G_h = Gaya horizontal akibat gempa

c = Koefisien gempa untuk wilayah Jawa Tengah
(wilayah 4) = 0,18

W_t = Muatan mati konstruksi yang ditinjau

Gaya gempa terhadap abutmen (G_a)

$$W_a = 350,92 \text{ T (berat total abutmen)}$$

$$G_p = 0,18 \cdot 350,92 = 63,17 \text{ T}$$

$$\text{Momen terhadap titik G} = 1,841 \cdot 63,17 = 117,00 \text{ Tm}$$

Gaya gempa terhadap tanah (G_{tn})

$$W_{tn_1} = 24,85 \text{ T}$$

$$G_{tn_1} = 0,18 \cdot 24,85 = 4,473 \text{ T}$$

$$\text{Momen terhadap titik G} = 4,473 \cdot 1,25 = 5,591 \text{ Tm}$$

$$W_{tn_2} = 210,00 \text{ T}$$

$$G_{tn_2} = 0,18 \cdot 210,00 = 37,8 \text{ T}$$

$$\text{Momen terhadap titik G} = 37,8 \cdot 3,21 = 121,34 \text{ Tm}$$

$$MG_{tn} = 5,591 + 121,34 = 126,93 \text{ T}$$

Gaya gempa terhadap bangunan atas (Gba)

$$W_{ba} = 458,069 \text{ T}$$

$$G_{ba} = 0,18 \cdot 458,069 = 82,45 \text{ T}$$

$$\text{Momen terhadap titik G} = 4,34 \cdot 82,45 = 357,833 \text{ Tm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen total terhadap titik G} &= 117,00 + 126,93 + 357,833 \\ &= 601,76 \text{ Tm} \end{aligned}$$

i. Gaya tekanan tanah akibat gempa bumi

f = gaya akibat tekanan tanah aktif

E = koefisien gempa = 0,18

Tekanan tanah akibat gempa :

$$I = f \cdot c$$

$$= 30,706 \cdot 0,18$$

$$= 5,527 \text{ T}$$

Lengan gaya terhadap titik G :

$$(Y_i) = \frac{2,898 + 1,740 + 0,5 + 0,75}{4} = 1,472 \text{ m}$$

Momen terhadap titik G :

$$M_{Gi} = 5,527 \cdot 1,472$$

$$= 8,136 \text{ Tm}$$

5.8.1. Kombinasi Pembebanan Pada Abutment

Kestabilan konstruksi harus ditinjau berdasarkan komposisi pembebanan dan gaya yang mungkin akan bekerja. Tegangan atau gaya yang digunakan dalam pemeriksaan kekuatan konstruksi yang bersangkutan dikalikan terhadap tegangan ijin atau tegangan batas yang telah ditentukan dalam persen pada table berikut ini.

Tabel 5. 35 Kombinasi Pembebanan Abutmen

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan Yang Digunakan Terhadap Tegangan Ijin
1. $M + (H+K) + Ta + Tu$	100 %
2. $M + Ta + Ah + Gg + A + SR + Tm$	125 %
3. Komb. 1 + $Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140 %
4. $M + Gh + Tag + Cg + Ahg + Tu$	150 %
5. $M + P1 \rightarrow$ Khusus Jemb. Baja	130 %
6. $M + (H + K) + Ta + S + Tb$	150 %

Sumber : PPPJIR 1987

Keterangan :

A = Beban Angin

Ah = Gaya akibat aliran dan hanyutan

Ahg = Gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa

Gg = Gaya gesek pada tumpuan bergerak

Gh = Gaya horizontal ekivalen akibat gempa

(H+K) = Beban hidup dan kejut

M = Beban mati

P1 = Gaya pada waktu pelaksanaan

Rm = Gaya rem

S = Gaya sentrifugal

SR = Gaya akibat susut dan rangkai

Tm = Gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkai)

Ta = Gaya tekanan tanah

Tag = Gaya tekanan tanah akibat gempa bumi

Tu = Gaya angkat

Peninjauan dilakukan pada kombinasi I,II,III,IV, dan VI.

Untuk kombinasi beban V tidak dilakukan peninjauan, sebab dalam perencanaan ini tidak diperhitungkan beban-beban selama pelaksanaan.

Tabell 5. 36 Kombinasi Pembebanan I

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	MV	MH
M	Wa	350,92	-	-33,34	-
	Wtn	234,85	-	-281,99	-
	Wba	458,069	-	11,452	-
H + K	W1	77,661	-	1,942	-
Ta		-	30,706	-	8,136
Tu		-	-	-	-
Total		1120,58	30,706	-301,936	8,136

Tabel 5. 37 Kombinasi Pembebanan II

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	MV	MH
M	Wa	350,92	-	-33,34	-
	Wtn	234,85	-	-281,99	-
	Wba	458,069	-	11,452	-
Ta		-	30,706	-	8,136
Ah		-	-	-	-
Gg		-	68,710	-	298,202
A		-	-	-	-
SR		-	-	-	-
Tu		-	-	-	-
Total		1043,839	99,416	-301,936	306,338

Tabel 5. 38 Kombinasi Pembebanan III

Beban	Gaya (T)		Momen (Tm)	
	V	H	MV	MH
Kombinasi I	1120,58	30,706	-301,936	8,136
Rm	-	2,318	-	18,382
Gg	-	68,710	-	298,202
A	-	-	-	-
SR	-	-	-	-
Tm	-	-	-	-
S	-	-	-	-
Total	1120,58	101,734	603,705	324,72

Tabel 5. 39 Kombinasi Pembebanan IV

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	MV	MH
M	Wa	350,92	-	-33,34	-
	Wtn	234,85	-	-281,99	-
	Wba	458,069	-	11,452	-
Gh	Gp	-	63,17	-	117,00
	Gba	-	82,45	-	357,833
	Gtn	-	42,273	-	126,93
Tag		-	5,527	-	8,136
Gg		-	68,710	-	298,202
Tu		-	-	-	-
Total		1043,839	262,13	-301,936	908,101

5.6.3 Perhitungan Pondasi Bore Pile

➤ Perencanaan Bore Pile pada Abutment

Dari perhitungan pembebanan yang diterima abutment, kombinasi beban IV :

- $V = 1043,839$ ton
- $M_v = -301,936$ t.m
- $H = 262,13$ ton
- $M_H = 908,101$ t.m

➤ Perhitungan Daya Dukung Vertikal

A. Daya Dukung Tiang Individu

Tinjauan spesifikasi tiang bor berdasarkan :

a) Kekuatan bahan tiang.

$P_{\text{tiang}} = \sigma'_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$

Dimana ;

Tiang bor diameter 80 cm

Mutu beton = K250

$\sigma'_{\text{bk}} = \text{kekuatan tekan beton karakteristik} = 250 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_{\text{b}} = \text{tegangan ijin bahan tiang}$

$$= 0,33 \sigma'_{\text{bk}} = 0,33 * 250 = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \overline{A}_{\text{tiang}} &= \text{Luas penampang tiang bor} &&= 5024 \text{ cm}^2 \\ \overline{P}_{\text{tiang}} &= 82,5 * 5024 &&= 414480 \text{ kg} \\ &&&= 414,48 \text{ ton} \end{aligned}$$

b) Daya dukung tanah dari data sondir

Perhitungan Pall untuk tiang bor diambil dari rumus Pall tiang pancang dengan direduksi sebesar 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung. Pada perhitungan akan ditinjau dalam tiga rumus perhitungan daya dukung tanah, sedangkan nilai akhir daya dukung tanah adalah nilai terendah dari ketiga nilai tersebut.

◆ Rumus Boegemenn

$$P_{\text{all}} = \frac{q_c * A}{3} + \frac{K * TF}{5} \cdot 70\%$$

A = luas tiang beton

$$= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2$$

K = keliling tiang = $\pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$

TF = JHP = total friction, kedalaman –15,00 m = 1112 kg/cm

q_{cu} : qonus resistance rata –rata 8D di atas ujung tiang

$$q_{cu} = (25 + 20 + 40 + 57 + 50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 9$$

$$= 84 \text{ kg/cm}^2$$

q_{cb} : rata – rata perlawanan conus setebal 3,5 D di bawah tiang

$$= 250 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = $\frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb})$ = point bearing capacity

$$= \frac{1}{2} (84 + 250)$$

$$= 167 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = 167 kg/cm²

$$P_{\text{all}} = \frac{167 * 5024}{3} + \frac{251,2 * 1112}{5} \cdot 70\%$$

$$= (279669,3 + 55866,9) \cdot 70\% = 234875,3 \text{ kg} = 234,875 \text{ ton}$$

◆ **Rumus Mayerhoff**

$$P_{ult} = (q_c \cdot A_b + \gamma_s \cdot A_s)$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\%$$

q_c = qonus resistance rata –rata 4D di atas ujung tiang dan 1D di bawah tiang

$$\begin{aligned} q_{cu} &= (50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 5 \\ &= 123 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{cb} &= \text{rata-rata perlawanan conus setebal 1D di bawah tiang} \\ &= 250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_c &= \frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb}) \\ &= \frac{1}{2} (123 + 250) \\ &= 186,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$q_c = 186,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \text{luas tiang beton} \\ &= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$K = \text{keliling tiang} = \pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$$

γ_s = total friction, per lapisan

$$\gamma_s = q_c / 200 < 1 \text{ untuk tiang beton}$$

$$l_1 = 2 \rightarrow \gamma_s = 50 / 200 = 0,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 = 3 \rightarrow \gamma_s = 25 / 200 = 0,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 6,5 \rightarrow \gamma_s = 40 / 200 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 2,5 \rightarrow \gamma_s = 115 / 200 = 0,575 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{ult} &= (186,5 \cdot 5024) + ((200 \cdot 0,25 + 300 \cdot 0,125 + 650 \cdot 0,2 + \\ &250 \cdot 0,575) \cdot 251,2) \\ &= 1027722 \text{ kg} = 1027,722 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{all} &= \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\% \\ &= \frac{1027,722}{3} \cdot 70\% = 239,802 \text{ ton} \end{aligned}$$

◆ **Rumus Bala Subramanian**

$$P_{all} = \frac{b * q_c * A}{Fk} + \frac{a * K * TF}{Fk}$$

Untuk tanah lempung keras :

$$a = 0,4$$

$$b = 0,5$$

$$\begin{aligned} P_{all} &= \frac{0,5 * 167 * 5024}{3} + \frac{0,4 * 251,2 * 1112}{3} \\ &= 456,749 \text{ ton} \end{aligned}$$

c) **Daya dukung tanah dari data Standar Penetration Test (SPT)**

Perhitungan Pall untuk tiang bor diambil dari rumus Pall tiang pancang dengan direduksi sebesar 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung.

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

$$P_{ult} = \text{Daya dukung batas pondasi (ton)}$$

N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

A_b = Luas penampang dasar tiang (m^2)

\check{N} = Nilai N-SPT rata-rata

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

$$\check{N} = \frac{N_1 + \check{N}_2}{2} \rightarrow \check{N}_2 = \text{nilai rata-rata N,4D keatas dari ujung tiang}$$

$$= (61 + 30 + 30 + 30)/4$$

$$= 45,25$$

$$\check{N} = \frac{61 + 45,25}{2} = 53,125$$

$$P_{ult} = \{(40 \cdot 61 \cdot 0,5024) + (0,2 \cdot 53,125 \cdot 2,512 \cdot \dots)\} \cdot 70\%$$

$$= 876,782 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{Fk} = \frac{876,782}{3} = 292,261 \text{ ton}$$

B. Menentukan jumlah tiang

Nilai Pall yang dipakai yaitu 234,875 ton

$$n = \frac{P}{P_{all}} = \frac{1043,389}{234,875} = 4,4 \approx 27 \text{ buah}$$

dicek dengan menggunakan 27 buah tiang bor dengan rencana pemasangan 3 lajur, 9 baris seperti pada gambar.

□ Kontrol tiang bor group

Berdasarkan efisiensi kelompok tiang bor “Persamaan Converse - Labarre” akibat pemasangan secara group:

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

dimana :

$$\phi = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{0,8}{1,6} = 26,565$$

D = diameter tiang bor = 80 cm

S = jarak antara tiang bor = 2D = 1,6 m

Rekayasa Pondasi II, Pada umumnya S bervariasi antara ;

S min = 2D = 2*80 = 160 cm ; S max = 6D = 6*80 = 480 cm

n = jumlah tiang dalam baris x = 3 buah (arah memanjang jembatan)

m = jumlah tiang dalam baris y = 9 buah (arah melintang jembatan)

$$E = 1 - \frac{26,565}{90} \left[\frac{(3-1)9 + (9-1)3}{9 * 3} \right] = 0,716$$

$$\begin{aligned} \text{Pall 1 tiang dalam group} &= E \times \text{Pall} \\ &= 0,716 * 234,875 = 168,171 \text{ ton} \end{aligned}$$

□ Kontrol jumlah tiang bor

$$n = \frac{P}{P_{all}} = \frac{1043,389}{168,171} = 6,20 \Rightarrow \text{dipakai 27 buah tiang bor}$$

Pengecekan terhadap jumlah tiang bor yang dipasang

P penahan = 27 * 168,171 = 4540,617 ton

Beban vertikal yang bekerja P = 1043,389 ton

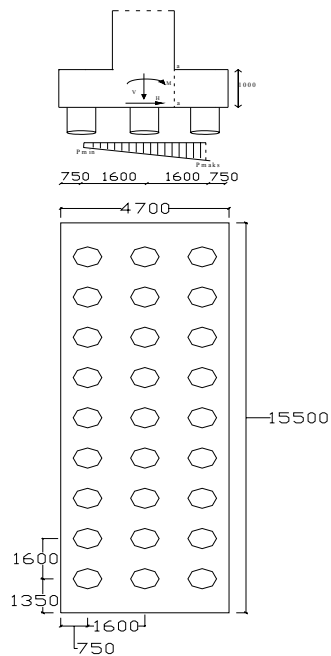
Jadi P penahan $>$ P yang bekerjaaman

Jadi penggunaan 27 buah tiang bor untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.

Tabel 5.40 Kombinasi Beban terhadap Tiang Bor

Kombinasi	P (ton)	P penahan (ton)	$P < P$ penahan
I	1120,58	4540,617	aman
II	1043,838	4540,617	aman
III	1120,58	4540,617	aman
IV	1043,838	4540,617	aman

□ Gaya maksimum tiang bor



Gambar 5. 53 Denah tiang bor

Ordinat Tiang Bor

$$P_1 = Y_1 = 1,60$$

$$P_2 = Y_2 = -1,60$$

$$\begin{aligned}\Sigma Y^2 &= 9 \cdot (1,6 \cdot 1,6^2) \\ &= 36,864\end{aligned}$$

$$Y_{\max} = 1,60 \text{ m}$$

$$V = \text{gaya vertikal} = 1043,838 \text{ ton}$$

$$M_x = 908,101 \text{ tm}$$

P.tiang akibat gaya vertikal dan momen

$$P_{Tiang} = \frac{V}{m \cdot n} \pm \frac{M \cdot y_{Mak}}{\Sigma Y^2 \cdot n} = \frac{1043,838}{3 \cdot 9} \pm \frac{908,101 \cdot 1,60}{36,864 \cdot 9}$$

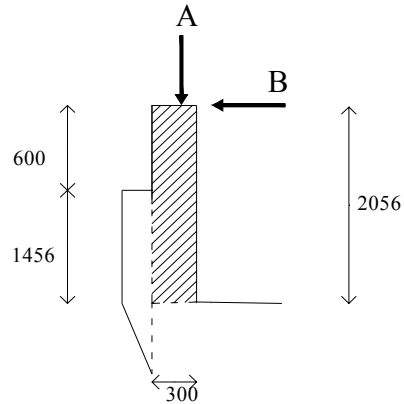
$$P_{Mak} = 38,661 + 4,379 = 43,04 \text{ ton}$$

$$P_{Min} = 38,661 - 4,379 = 34,28 \text{ ton}$$

Kombinasi	P max	P min
I	41,539	41,460
II	40,138	37,184
III	43,066	39,934
IV	43,040	34,280

5.6.4 Penulangan Pada Abutmen**A. Penulangan Kepala Abutmen**

Gaya yang bekerja pada kepala abutmen bekerja secara horizontal dan vertikal. Untuk perencanaannya perlu diperhitungkan adanya tulangan tarik dan tekan pada kepala abutmen. Gaya-gaya yang bekerja pada kepala abutmen dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 5. 54 Gaya Yang Bekerja Pada Kepala Abutmen

dimana :

A = Beban hidup + beban aspal dan air hujan per satuan meter

B = Gaya horisontal beban rem

$f_c = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

Tulangan Utama = D 16

Sengkang = $\emptyset 8$

B = 1 m

H = 0,3 m

$d = 300 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 16 - 8 = 234 \text{ mm}$

• **Berat sendiri kepala pilar**

$W = 2,056 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2,5 + \text{Beban aspal dan air hujan}$

$= 1,542 + (0,3 \cdot 0,05 \cdot 2,2) + (0,3 \cdot 0,05 \cdot 1)$

$= 1,59 \text{ ton}$

• **Gaya vertikal beban hidup**

- Beban garis (P) = 4,4 Ton

- Beban merata (q) untuk bentang $30 \text{ m}, 30 \text{ m} \leq L < 60 \text{ m}$

- Faktor distribusi = 1,00

- Beban dinamik yang diijinkan = 1,4

- Uniform Loading (UDL) = $(8 \cdot (0,5 + 15/L)) \text{ kpa}$

$$q = 8 \cdot (0,5 + 15/30) = 8 \text{ kpa}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$P = (1,00 \cdot 44 \cdot 1,65 \cdot 1,4)$$

$$= 103,61 \text{ KN} = 10,361 \text{ T}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00 \cdot 8 \cdot 1,65) \cdot 0,3 = 3,96 \text{ KN} = 0,396 \text{ T}$$

Beban hidup = beban merata + beban garis

$$= 0,396 + 10,361$$

$$= 10,757 \text{ T}$$

P_u = Beban hidup per satuan meter

$$= 10,757 : 15,5$$

$$= 0,694 \text{ T}$$

V = P_u

$$= 0,694 \text{ T}$$

V = $0,694 + 10 = 10,694 \text{ T}$

• **Gaya horisontal beban rem**

$R_m = 2,318 : 15,5$

$$= 0,15 \text{ T}$$

$M_{Rm} = 0,15 \cdot (1,4 + 1,80 + 0,05) = 0,488 \text{ t.m}$

Maka :

V = $10,694 + 1,59$

$$= 12,284 \text{ T}$$

H = $0,15 \text{ T}$

M = M_{Rm}

$$= 0,488 \text{ t.m}$$

M_u = $0,488 \text{ t.m} = 0,488 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$

$$= 4,88 \text{ KN.m}$$

A_g = $0,3 \cdot 1 = 0,3 \text{ m}^2 = 0,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

et = $\frac{M_u}{P_u} = \frac{0,488}{12,284} = 0,04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$

$$\frac{et}{h} = \frac{40}{300} = 0,13$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} = \frac{122840}{0,65 \cdot 0,3 \cdot 10^6 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,03$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} \cdot \frac{et}{h} = 0,03 \cdot 0,13 = 0,004$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{300 - 234}{300} = 0,22 \text{ digunakan } 0,2$$

Dari grafik 6.2.c pada GTPBB hal 91, didapat : $\beta = 1$

$$r = 0,002$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1 \cdot 0,002 = 0,002$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$\rho > \rho_{\min}$, sehingga digunakan $\rho = 0,002$

$$As = \rho \cdot Ag = 0,002 \cdot 0,3 \cdot 10^6 = 600 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan utama D 16 – 250 mm ($As = 804 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Tulangan bagi } 20 \% \text{ dari tulangan utama} &= 20 \% \cdot 804 \\ &= 160,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan tulangan D13-200 ($As = 266 \text{ mm}^2$)

$$Vu = 0,15 \text{ t} = 1,5 \text{ KN}$$

$$Nu = 12,248 \text{ t} = 122,48 \text{ KN}$$

$$Vn = \frac{1,5}{0,6} = 2,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \left(1 + \left(\frac{Nu}{14 \cdot Ag}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= \left(1 + \left(\frac{122,48 \cdot 10^4}{14 \cdot 0,3 \cdot 10^6}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 234 \\ &= 251,866 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 780 \text{ KN}$$

$$(Vn - Vc) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$- 249,366 < 780$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 251,866 = 151,12 \text{ KN}$$

$V_u < \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{234}{2}$$

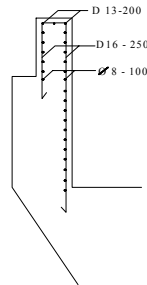
$$s \leq 117, \text{ diambil } 100 \text{ mm}$$

$$A_v = b_w \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 1000 \cdot 100 / (3 \cdot 240)$$

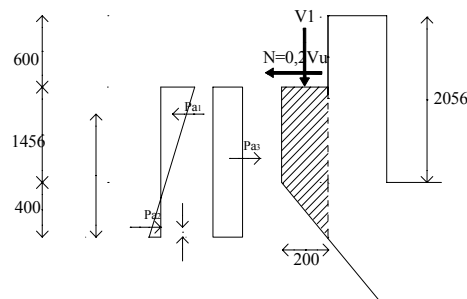
$$= 138,89 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekaang Ø8- 100 ($A_s = 502,65 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 55 Penulangan Pada Kepala Abutmen

B. Penulangan Konsol Abutmen



Gambar 5. 56 Gaya Yang Bekerja Pada Konsol Abutmen

Beban kendaraan di belakang bangunan penahan tanah diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 60 cm.

$$\begin{aligned} q_x &= \gamma \cdot h \\ &= 1,7102 \cdot 0,6 \\ &= 1,03 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Akibat plat injak + aspal

$$\begin{aligned} q_p &= 0,2 \cdot 2,4 + 0,05 \cdot 2,2 \\ &= 0,59 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 1,03 + 0,59 \\ &= 1,62 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Data tanah timbunan :

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,7102 \text{ T/m}^3 \\ \phi &= 15^\circ \\ c &= 1 \text{ T/m}^2 \\ K_a &= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{15}{2} \right) = 0,588 \end{aligned}$$

$$V_1 = q_1 \cdot A = 1,62 \cdot 0,20 \cdot 1 = 0,324 \text{ ton}$$

$$V_u = 0,324 \text{ ton} = 3,24 \text{ kN} = 3240 \text{ N}$$

$$N = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \cdot 0,324 = 0,0648 \text{ ton} = 0,648 \text{ kN} = 648 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= -2 C \cdot \sqrt{K_a} \\ &= -2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,588} \\ &= -1,53 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a2} &= \gamma \cdot H \cdot k_a - 2 C \cdot \sqrt{K_a} \\ &= 1,7102 \cdot 1,856 \cdot 0,588 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,588} \\ &= 0,333 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a3} &= q \cdot K_a \\ &= 1,62 \cdot 0,588 \end{aligned}$$

$$= 0,953 \text{ T/m}^2$$

$$x = \frac{2.C}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} = \frac{2.1}{1,7102 \cdot \sqrt{0,588}} = 1,525 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Pa_1 &= -1,53 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,525 \\ &= -1,167 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_2 &= \sigma_{a2} \cdot \frac{1}{2} \cdot (H1-x) \\ &= 0,333 \cdot \frac{1}{2} (1,856 - 1,525) \\ &= 0,055 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_3 &= 0,953 \cdot 1,856 \\ &= 1,769 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$H = N + Pa_1 + Pa_2 + Pa_3 = 7218 \text{ N}$$

$$d = 1856 - 50 = 1806 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= \text{jarak Vu dari muka kolom (badan abutment)} \\ &= \frac{1}{2} * 200 = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{100}{1856} = 0,054 < 1, \text{ persyaratan perhitungan konsol pendek terpenuhi}$$

$$V_n = \frac{V}{\phi} = \frac{3240}{0,65} = 4984,6 \text{ N}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y * \mu} = \frac{4984,6}{240 * 1,4} = 14,835 \text{ mm}^2$$

Tulangan Af yang dibutuhkan untuk menahan momen Mu adalah

$$\begin{aligned} Mu &= 0,2 * V + Nuc * (h - d) - Pa_1 * ((1,25/3)) + Pa_2 * (1,856 - (0,331/3)) + \\ &\quad Pa_3 * ((1,856/2)) \\ &= 0,2 * 3,24 + 0,648 * (1,84 - 1,806) - \\ &\quad 1,167 * 0,417 + 0,055 * 1,746 + 1,769 * 0,928 \\ &= 1,92 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{1,92}{1,0 * 1,806^2} = 0,59 \text{ KN/m}^2$$

Dari "Tabel dan Grafik Perhitungan Beton Bertulang" didapat

$$\rho = 0,0003$$

$\rho < \rho_{\min}$ sehingga dipakai ρ_{\min}

$$A_f = \rho_{\min} * b * d$$

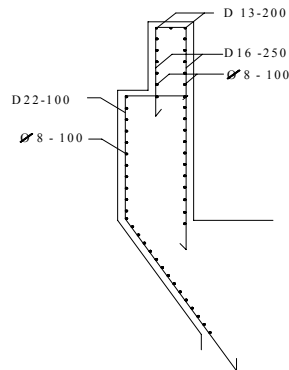
$$= 0,0019 * 1000 * 1806 = 3431,4 \text{ mm}^2$$

$A_s = 3431,4 \text{ mm}^2$ yaitu dipakai tulangan D22-100 ($A_{st}=3800 \text{ mm}^2$)

$$A_h = \frac{A_{vf}}{3} = \frac{14,835}{3} = 4,945 \text{ mm}^2$$

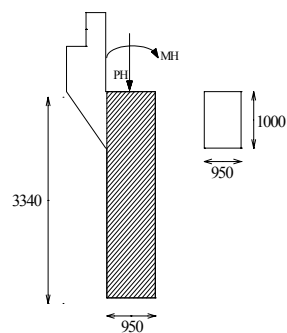
Sejarak $\frac{2}{3} d = \frac{2}{3} * 1806 = 1204 \text{ mm}$

Yang memenuhi adalah $\emptyset 8-100$ dengan $A_{ht} = 502 \text{ mm}^2$



Gambar 5. 57 Penulangan Pada Konsol Abutmen

C. Penulangan Badan Abutmen



Gambar 5. 58 Gaya-gaya Yang Bekerja Pada Badan Abutmen

Tabel 5. 41 Kombinasi Pembebanan IV Pada Penulangan Badan Abutment

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	MV	MH
M	Wa	350,92	-	-33,34	-
	Wtn	234,85	-	-281,99	-
	Wba	458,069	-	11,452	-
Gh	Gp	-	63,17	-	117,00
	Gba	-	82,45	-	357,833
	Gtn	-	42,273	-	126,93
Tag		-	5,527	-	8,136
Gg		-	68,710	-	298,202
Tu		-	-	-	-
Total		1043,839	262,13	-301,936	908,101

$$P_u = 1043,839 \text{ T} = \frac{1043,839}{15,5} = 67,34 \text{ T}$$

$$M_{Ht} = 908,101 \text{ Tm} = \frac{908,101}{15,5} = 58,587 \text{ Tm}$$

$$M_{PH} = \frac{262,13 \times 3,34}{15,5} = 56,485$$

$$M_u = 58,587 + 56,485 = 115,072 \text{ Tm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f'_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H_t = 3,44 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,95 \text{ m}$$

$$d = 950 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 13 \\ = 874,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 0,95 \cdot 1 = 0,95 \text{ m}^2 = 0,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{115,072}{67,34} = 0,71 \text{ m} = 710 \text{ mm}$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{710}{950} = 0,75$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} = \frac{673400}{0,65 \cdot 0,95 \cdot 10^6 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,051$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} \cdot \frac{et}{h} = 0,051 \cdot 0,75 = 0,038$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{950 - 874,5}{950} = 0,079 < 0,1 \text{ digunakan } 0,1$$

Dari grafik 6.2.a pada GTPBB hal 89, didapat : $\beta = 1$

$$r = 0,0025$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1 \cdot 0,0025 = 0,0025$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$\rho > \rho_{\min}$, sehingga digunakan $\rho = 0,0025$

$$As = \rho \cdot Ag = 0,0025 \cdot 0,95 \cdot 10^6 = 2375 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan utama D25-200 mm ($As = 2450 \text{ mm}^2$)

$$Vu = 262,13 : 15,5 = 16,911 \text{ t} = 169,11 \text{ KN}$$

$$Nu = 67,34 \text{ t} = 673,4 \text{ KN}$$

$$Vn = \frac{169,11}{0,6} = 281,85 \text{ KN}$$

$$Vc = \left(1 + \left(\frac{Nu}{14 \cdot Ag}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$= \left(1 + \left(\frac{67,43 \cdot 10^4}{14 \cdot 0,95 \cdot 10^6}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 874,5$$

$$= 765,70 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot 874,5 = 2915 \text{ KN}$$

$$(Vn - Vc) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$- 483,85 < 2915$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot Vc = 0,6 \cdot 765,70 = 459,42 \text{ KN}$$

$Vu < \phi \cdot Vc$ (tidak perlu tulangan geser)

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{874,5}{2}$$

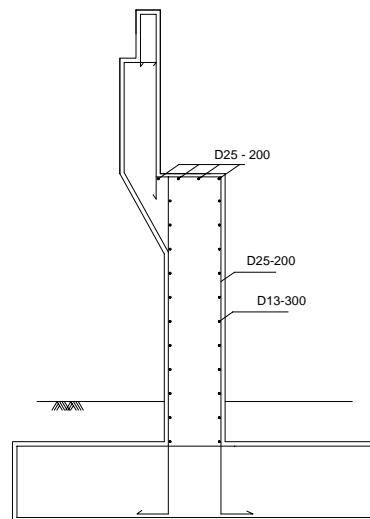
$$s \leq 437,5, \text{ diambil } 400 \text{ mm}$$

$$A_v = b_w \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 1000 \cdot 400 / (3 \cdot 400)$$

$$= 333,333 \text{ mm}^2$$

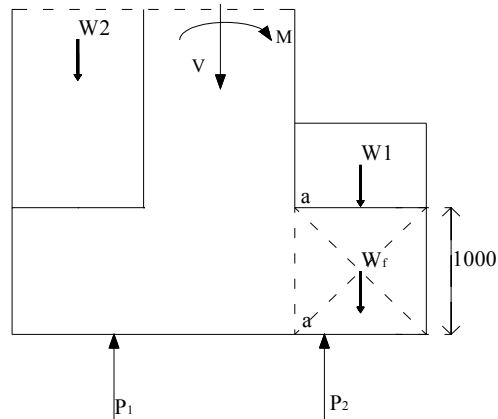
Dipergunakan sekang D13-300 ($A_s = 399 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 59 Penulangan Pada Badan Abutmen

D. Penulangan Kaki Abutmen

Kaki abutmen yang berfungsi sebagai poer, didalam penulangannya perlu diperhatikan beban atau gaya yang bekerja pada footing tersebut. Adapun gaya atau beban yang bekerja pada footing adalah dari pembebanan kombinasi III untuk penulangan bawah dan dari berat isi tanah untuk penulangan atas. Dengan demikian selanjutnya kita dapat menghitung besarnya beban tersebut yang nantinya kita pakai untuk penghitungan penulangan.



Gambar 5. 60 Gaya-gaya Yang Bekerja Pada Kaki Abutmen/Footing

$$P = 234,875 \text{ T}$$

$$W_1 = 210,0 : 15,5 = 8,949 \text{ T}$$

$$W_2 = 24,85 : 15,5 = 1,603 \text{ T}$$

Jumlah pondasi bored pile arah X = 9 buah

Jumlah pondasi bored pile arah Y = 2 buah

Penulangan footing

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

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

Tulangan utama = D 25

Tulangan bagi = D 12

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

$$p = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 25 - 13 = 924,5 \text{ mm}$$

$$M_{a-a} = -P_{\text{mak}} \cdot (1,875 - 0,75) + (1,875 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,875) + 1,603 \cdot 0,9375$$

$$= -258,34 \text{ tm}$$

$$D_{a-a} = -P_{\text{mak}} + (1,875 \cdot 1 \cdot 2,5) + 1,603$$

$$= -228,585 \text{ t}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{2583,4}{1 \cdot 0,9245^2} = 3016,05$$

didapat $\rho = 0,0104$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$\rho_{\max} = 0,0203$, $\rho > \rho_{\min}$, maka digunakan ρ

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,0104 \cdot 1 \cdot 0,9245 \cdot 10^6 = 9625,2 \text{ mm}^2 \text{ untuk 2 sisi}$$

Untuk 1 sisi dipergunakan D25-100 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 4910 = 982 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan tulangan D25-200 ($A_s = 1964 \text{ mm}^2$)

$$V_u = 228,585 \text{ t} = 2285,85 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{2285,85}{0,6} = 3809,75 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B_w \cdot d$$

$$= 786,675 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 3085 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$3023,075 < 3085$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 786,675 = 472 \text{ KN}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (perlu tulangan geser)

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

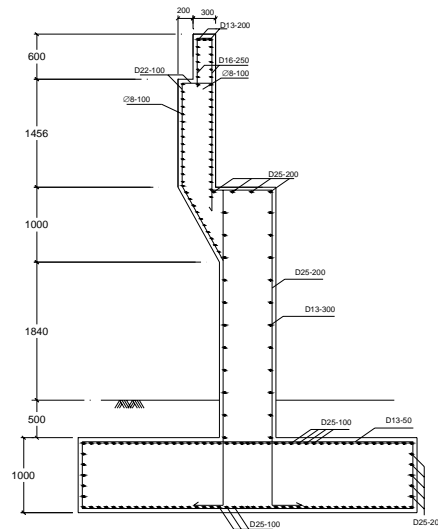
$$s \leq \frac{924,5}{2}$$

$$s \leq 462,25, \text{ diambil } 300 \text{ mm}$$

$$A_v = \frac{(V_n - V_c) \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$= 2449,8 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekang D13-50 ($A_s = 2527 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 61 Penulangan Pada Kaki Abutmen/Footing

E. Tiang Bored Pile

Penulangan tiang bored pile didasarkan momen yang diakibatkan P 1 tiang dan daya dukung horizontal didapat :

Berdasarkan P 1 tiang

$$P = 234,875 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{234,875}{0,25 \cdot \pi \cdot 0,8^2} = 467,506 \text{ t/m}^2$$

$$M = 467,506 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot d^3 = 23,488 \text{ tm}$$

Berdasarkan daya dukung horizontal

Gaya horisontal pada bore pile :

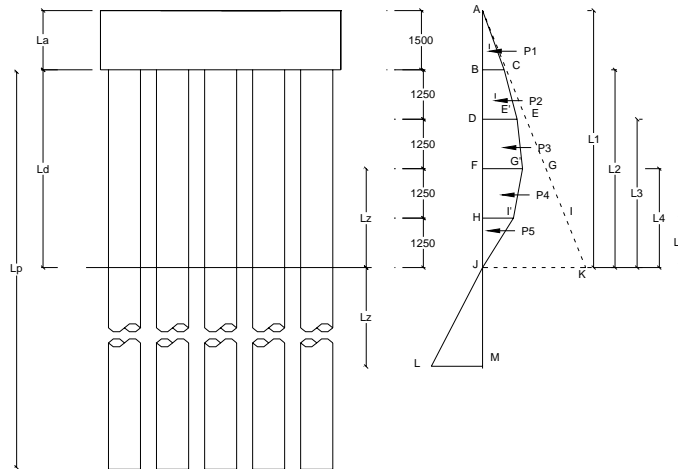
Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 4.02 cm, Left + Not at 2.22 cm

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)



Gambar 5.62 Gaya Horizontal bore pile

Data pondasi bore pile :

$$B = \text{lebar poer yang menerima beban horizontal} = 15,5 \text{ m}$$

$$La = \text{Kedalaman poer} = -1,0 \text{ m}$$

$$Lp = \text{panjang bore pile yang masuk ke tanah} = 15 \text{ m}$$

Panjang jepitan pada bore pile :

$$Ld = \frac{1}{3} Lp = \frac{1}{3} \cdot 15 = 5 \text{ m}$$

$$LH = La + Ld = 1,00 + 5 = 6,0 \text{ m}$$

$$L1 = 5,33 \text{ m}$$

$$L2 = 4,167 \text{ m}$$

$$L3 = 2,917 \text{ m}$$

$$L4 = 2,083 \text{ m}$$

$$L5 = 0,833 \text{ m}$$

Pada kedalaman - 3,00 m :

$$\phi 1 = 15^0$$

$$\gamma 1 = 1,7102 \text{ gr/cm}^3$$

$$Kp1 = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)$$

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 3.81 cm, Left + Not at 2.22 cm

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: ... [1]

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Field Code Changed

Formatted: Lowered by 12 pt

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Field Code Changed

Formatted: Lowered by 12 pt

Formatted: Swedish (Sweden), Subscript

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: ... [2]

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted: ... [3]

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted: Finnish

$$\underline{\quad} = 1,7$$

Pada kedalaman – 5,00 m :

$$\underline{\phi_2} = 15^0$$

$$\underline{\gamma_2} = 1,6235 \text{ gr/cm}^3$$

$$\underline{Kp_2} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)$$

$$\underline{\quad} = 1,7$$

Perhitungan diagram tekanan tanah pasif :

$$\underline{BC} = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 1) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 1) \cdot 15,5 = 45,064 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{DE} = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 4,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 2,25) \cdot 15,5 = 101,393 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{FG} = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 7,666) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 3,5) \cdot 15,5 = 157,723 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{HI} = (Kp_2 \cdot \gamma_2 \cdot 10,999) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 4,75) \cdot 15,5 = 214,053 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{JK} = (Kp_2 \cdot \gamma_2 \cdot 14,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 6) \cdot 15,5 = 256,675 \text{ ton/m}^2$$

Tekanan tanah pasif efektif yang bekerja :

$$\underline{\text{Titik A}} = 0 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{BC} = 45,064 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{DE'} = \frac{3}{4} \cdot DE = \frac{3}{4} \cdot 101,393 = 76,045 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{FG'} = \frac{1}{2} \cdot FG = \frac{1}{2} \cdot 157,723 = 78,862 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{HI'} = \frac{1}{4} \cdot HI = \frac{1}{4} \cdot 214,053 = 53,513 \text{ ton/m}^2$$

$$\underline{\text{Titik J}} = 0 \text{ ton/m}^2$$

Resultan tekanan tanah pasif

$$\underline{P1} = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 45,064 = 22,532 \text{ ton}$$

$$\underline{P2} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (45,064 + 76,045) = 72,665 \text{ ton}$$

$$\underline{P3} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (76,045 + 78,862) = 96,817 \text{ ton}$$

$$\underline{P4} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (78,862 + 53,513) = 82,734 \text{ ton}$$

$$\underline{P5} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 53,513 = 33,446 \text{ ton}$$

$$\underline{\Sigma P} = 308,194 \text{ ton}$$

Resultan momen yang terjadi :

$$\underline{\Sigma P \cdot L_z} = P1 \cdot L1 + P2 \cdot L2 + P3 \cdot L3 + P4 \cdot L4 + P5 \cdot L5$$

$$\underline{\quad} = 22,53 \cdot 5,33 + 72,665 \cdot 4,167 + 96,817 \cdot 2,917$$

$$\underline{\quad} + 82,734 \cdot 2,083 + 33,446 \cdot 0,833$$

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Tab stops: 3.39 cm, Left + 4.02 cm, Left + 6.77 cm, Left + 11.01 cm, Left

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left + 8.89 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left + 8.89 cm, Left

Formatted ... [4]

Formatted ... [5]

Formatted ... [6]

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Underline, French (France)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

$$\underline{\hspace{2cm}} = 905,490 \text{ ton m}$$

$$L_z = 905,490 / 308,194$$

$$= 2,94 \text{ m}$$

Gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh tekanan tanah pasif :

$$\sum M_j = 0$$

$$H' \cdot (L_H + L_z) = \sum P \cdot 2 (L_z)$$

$$H' \cdot (6 + 2,94) = 308,194 \cdot 2 \cdot 2,94$$

$$H' = 232,705 \text{ T} \geq H \text{ yang terjadi} = 223,659 \dots \text{Aman}$$

Bore pile cukup aman menahan gaya horizontal yan terjadi

Tabel 5.42 Kombinasi pembebanan

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	MV	MH
M	Wa	350,92	-	-33,34	-
	Wtn	234,85	-	-281,99	-
	Wba	458,069	-	11,452	-
Gh	Gp	-	63,17	-	117,00
	Gba	-	82,45	-	357,833
	Gtn	-	42,273	-	126,93
Tag		-	5,527	-	8,136
Gg		-	68,710	-	298,202
Tu		-	-	-	-
Total		1043,839	262,13	-301,936	908,101

Penulangan Bore pile :

Wbp = berat sendiri bore pile

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 15 \cdot 2,4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 800^2 \cdot 15 \cdot 2,4$$

$$= 18,086 \text{ T}$$

$$P_{vt} = \text{Beban aksial total} = 1043,839 \text{ T}$$

$$P_v = \text{Bebn aksial 1 buah bore pile} = \frac{1043,839}{27} = 38,67 \text{ T}$$

$$W_{bp} = \text{berat sendiri bore pile} = 18,086 \text{ T}$$

$$P_u = 18,086 + 38,67 = 56,75 \text{ T}$$

$$M_u = 908,101 \text{ Tm} = \frac{908,101}{27} = 33,63 \text{ Tm}$$

Direncanakan :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Diameter bore pile (h)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut (p)} = 70 \text{ mm}$$

Tiang bore berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan $H = 0,88D$

$$= 0,88 \cdot 0,8 = 0,704 \text{ m}$$

$$\text{Diameter efektif (d)} = 704 - 70 - 0,5 \times 25 - 13 = 608,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 0,704 \cdot 1 = 0,704 \text{ m}^2 = 0,704 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 9.1 hal 94, luasan tulangan utama diambil 1%

$$\text{luasan penampang bore pile} = 0,01 \cdot 502400 = 5024 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan utama D 25 - 225 ($A_s = 5482 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang menggunakan tulangan sengkang minimum, dengan menggunakan batang tulangan D 13, jarak spasi sesuai dengan syarat yaitu :

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{608,5}{2}$$

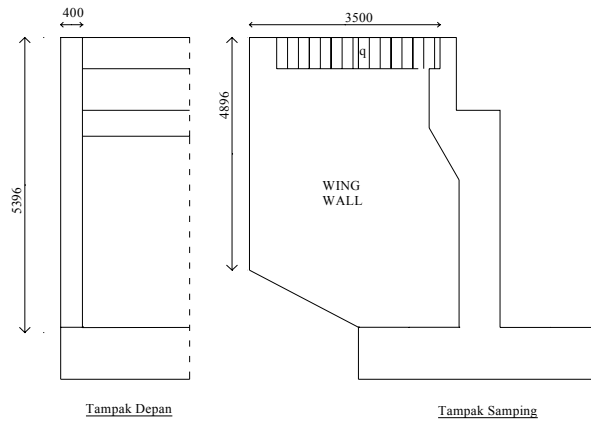
$$s \leq 304,5, \text{ diambil } 200 \text{ mm}$$

Dipergunakan sengkang D13 - 200 ($A_s = 665 \text{ mm}^2$)

5.7. Perencanaan Wing Wall

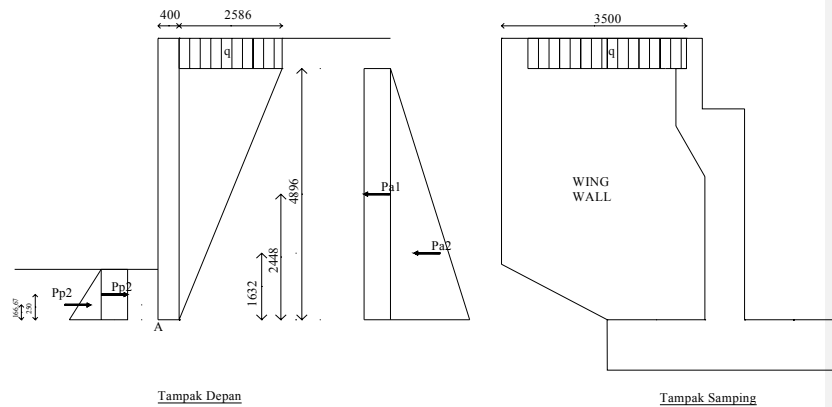
Wing wall merupakan bagian konstruksi dari fly over yang menyatu dengan struktur abutmen. Wing wall berfungsi sebagai penahan tanah isian, yang nantinya sebagai pondasi untuk jalan.

Adapun rencana dimensi untuk wing wall dapat dilihat seperti di bawah ini.



Gambar 5. 63 Rencana Dimensi Wing Wall Pada Abutmen

5.7.1 Pembebanan Pada Wing Wall



Gambar 5. 64 Gaya-gaya yang bekerja pada wing wall

Data tanah timbunan :

$$\gamma = 1,7102 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = 15^{\circ}$$

$$c = 0,1 \text{ Kg/cm}^2 = 1 \text{ T/m}^2$$

$$H_a = 4,896 \text{ m}$$

$$H_p = 0,5 \text{ m}$$

$$L = \frac{H}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$= \frac{4,896}{\tan(45 + \frac{15}{2})} = 3,438 \text{ m}$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

$$= \text{tg}^2 (45 - \frac{15}{2}) = 0,588$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \frac{\phi}{2})$$

$$= \text{tg}^2 (45 + \frac{15}{2}) = 1,7$$

Beban kendaraan di belakang bangunan penahan tanah diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 60 cm.

$H = 60 \text{ cm}$ (jadi beban lalu lintas q_x)

$$q_x = \gamma \cdot h \cdot 2,586$$

$$= 1,7102 \cdot 0,6 \cdot 2,586$$

$$= 3,527 \text{ T/m}$$

Akibat plat injak + aspal

$$q_p = 0,2 \cdot 2,586 \cdot 2,4 + 0,05 \cdot 2,586 \cdot 2,2$$

$$= 2,028 \text{ T/m}$$

$$q = 3,527 + 2,028$$

$$= 5,555 \text{ T/m}$$

Tekanan tanah yang terjadi :

$$\sigma_{a1} = q \cdot k_a - 2 C \cdot \sqrt{K_a}$$

$$= 5,555 \cdot 0,588 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,588}$$

$$= 1,733 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{a2} = (q + (\gamma \cdot H_1)) \cdot k_a - 2 C \cdot \sqrt{K_a}$$

$$= (5,555 + (1,7102 \cdot 4,896)) \cdot 0,588 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,588}$$

$$\begin{aligned}
 &= 6,238 \text{ T/m}^2 \\
 \sigma_{p1} &= 2 C \cdot \sqrt{Kp} \\
 &= 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1,7} \\
 &= 2,608 \text{ T/m}^2 \\
 \sigma_{p2} &= \gamma \cdot H_2 \cdot k_p + 2 C \cdot \sqrt{Kp} \\
 &= 1,7102 \cdot 0,5 \cdot 1,7 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1,7} \\
 &= 4,061 \text{ T/m}^2 \\
 Pa_1 &= 1,733 \cdot 4,896 \\
 &= 7,764 \text{ T/m} \\
 Pa_2 &= (\sigma_{a2} - \sigma_{a1}) \cdot \frac{1}{2} \cdot H_1 \\
 &= 4,505 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,896 \\
 &= 10,091 \text{ T/m} \\
 Pp_1 &= \sigma_{p1} \cdot 0,5 \\
 &= 2,608 \cdot 0,5 \\
 &= 1,304 \text{ T/m} \\
 Pp_2 &= (\sigma_{p2} - \sigma_{p1}) \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,5 \\
 &= 1,453 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,5 \\
 &= 0,363 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 43 Gaya dan Momen yang terjadi akibat tekanan tanah per m

	Gaya (T/m)	Lengan	Momen
Pa₁	7,764	2,24	17,391
Pa₂	10,091	1,49	15,036
Pp₁	-1,304	0,25	-0,326
Pp₂	-0,363	0,167	-0,061
Total			

5.7.2 Penulangan Pada Wing Wall

$$M_u = 1,2 \cdot 32,040 \text{ Tm} = 384,485 \text{ KNm}$$

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

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 16 - 8 = 334$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{384,485}{1,0 \cdot 334^2} = 3446,561 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,0124$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$\rho > \rho_{\min}$ maka dipakai ρ

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0124 \cdot 1000 \cdot 334$$

$$= 4141,6 \text{ mm}^2 \text{ untuk 2 sisi}$$

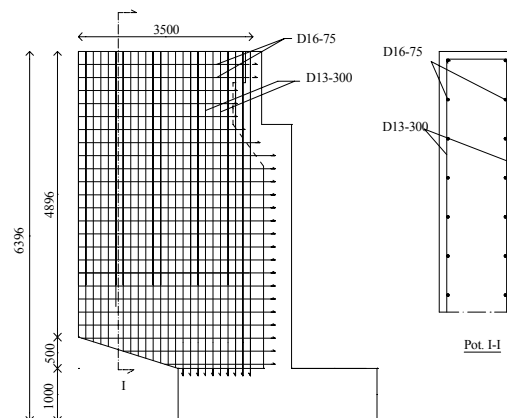
Untuk satu sisi digunakan tulangan utama D16-75 ($A_s = 2211 \text{ mm}^2$)

tulangan bagi = 20 % dari luas tulangan utama yang diperlukan

$$= 20 \% \cdot 2211 \text{ mm}^2$$

$$= 442,2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan bagi D13 – 300 mm ($A_s = 670 \text{ mm}^2$)

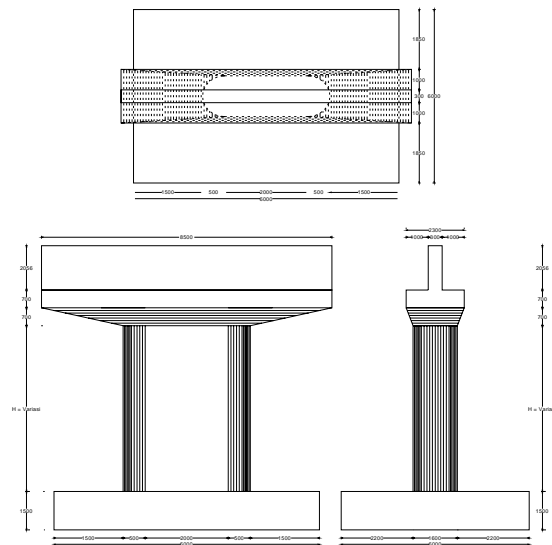


Gambar 5. 65 Penulangan Pada Wing Wall

5.8 PILAR

Pilar direncanakan berdasarkan hasil perhitungan lalulintas maupun beban yang berkerja. Terdapat 2 jenis pilar yaitu pilar 2 lajur dan pilar 4 lajur.

5.8.1 pilar 2 lajur:



Gambar 5. 66 Rencana Dimensi Pilar

5.8.1.1 Pembebanan Pada Pilar

Beban yang berkerja pada pilar dikelompokan menjadi 2, yaitu beban akibat reksi pada tumpuan dan beban akibat gaya-gaya dari luar. Berikut ini akan dilakukan analisa beban-beban yang berkerja pada pilar berdasarkan PPJJR 1987.

A. Beban Pada Tumpuan

Gaya-gaya pada tumpuan merupakan akibat bangunan atas. Gaya-gaya yang berkerja :

1. Berat bangunan atas

$$\text{Berat deck slab} = 20.0,07.0,76. 30.2,4 = 76,608 \text{ T}$$

Berat sendiri plat	= 0,20.8,5. 30.2,4	= 122,4 T
Berat air hujan	= 0,05.8,5. 30.1	= 12,75 T
Berat aspal	= 0,05.8,5. 30.2,2	= 28,05 T
Berat diagfragma	=20.(0,2.1,25.1,20.2,5)	= 15 T
Berat 5 girder	=5.2,5.0,6709. 30	= <u>251,588 T +</u>
Berat total		= 506,40 T

$$R_{bv} = \frac{506,40}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 253,2 \text{ ton}$$

Berat deck slab	=20.0,07.0,76. 25.2,4	= 63,84 T
Berat sendiri plat	= 0,20.8,5. 25.2,4	= 102 T
Berat air hujan	= 0,05.8,5. 25.1	= 10,625 T
Berat aspal	= 0,05.8,5. 25.2,2	= 23,375 T
Berat diagfragma	=20.(0,2.1,25.1,20.2,5)	= 15 T
Berat 5 girder	=5.2,5.0,6709. 25	= <u>209,656 T +</u>
Berat total		= 424,50 T

$$R_{cv} = \frac{424,50}{25} \times \frac{25 \times 12,5}{25} = 212,25 \text{ ton}$$

2. Beban hidup

- Beban garis (P) = 4,4 Ton
- Beban merata (q) untuk bentang 30 m, $30m \leq L < 60m$
- Faktor distribusi = 1,00
- Beban dinamik yang diijinkan = 1,4
- Uniform Loading (UDL) = $(8 \cdot (0,5 + 15/L))$ kpa

$$q = 8 \cdot (0,5 + 15/30) = 8 \text{ kpa}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$P = (1,00 \cdot 4,4 \cdot 1,4 \cdot 1,4)$$

$$= 86,24 \text{ KN} = 8,624 \text{ T}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00 \cdot 8 \cdot 1,4) \cdot 30 = 336 \text{ KN} = 33,6 \text{ T}$$

Beban hidup = beban merata + beban garis

$$= 33,6 + 8,624$$

$$= 42,224 \text{ T}$$

$$R_{bv} = \frac{42,224}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 21,112 \text{ ton}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$P = (1,00.44.1,4.1,4)$$

$$= 86,24 \text{ KN} = 8,624 \text{ T}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00.8.1,4).25 = 280 \text{ KN} = 28 \text{ T}$$

Beban hidup = beban merata + beban garis

$$= 28 + 8,624$$

$$= 36,624 \text{ T}$$

$$R_{cv} = \frac{36,624}{25} \times \frac{25 \times 12,5}{25} = 18,312 \text{ ton}$$

3. Gaya gesek pada tumpuan

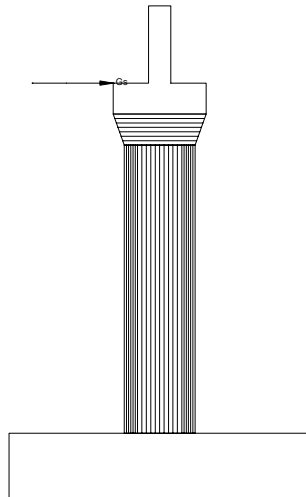
$$Gg = f_s \cdot b$$

Dimana : Gg = Gaya gesek antara tumpuan dengan balok (ton)

f_s = Koefisien gesek antara karet dengan beton

($f=0,15-0,16$)

b = Beban pada tumpuan (ton)



Gambar 5. 67 Tinjauan Berkerjanya Gaya Gesek pada Tumpuan

$$Gg = 0,15 \cdot \left(\frac{424,50}{2} \right)$$

$$= 31,838 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{untuk } 25 \text{ m})$$

4. Gaya rem

Beban rem dan traksi = 5% beban hidup

Dengan titik tangkap 1,8 m diatas lantai kendaraan.

$$Y_{rm} = 1,4 + 1,8 = 3,2 \text{ m}$$

untuk 30 m:

$$R_m = 0,05 \cdot (33,6 + 8,624)$$

$$= 2,111 \text{ t}$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$-R_{bv} \cdot 30 + 2,111 \cdot 3,2 = 0$$

$$R_{bv} = 0,225 \text{ t}$$

Untuk 25 m :

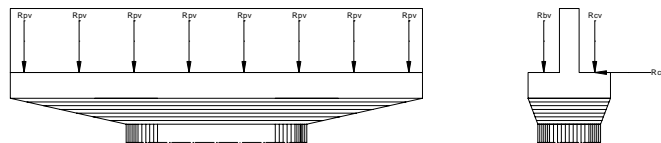
$$R_m = 0,05 \cdot (28 + 8,624)$$

$$= 1,831 \text{ t}$$

$$\sum M_1 = 0$$

$$-R_{cv} \cdot 25 + 1,831 \cdot 3,2 = 0$$

$$R_{cv} = 0,234 \text{ t}$$



Gambar 5. 68 Reaksi Tumpuan pada Pilar

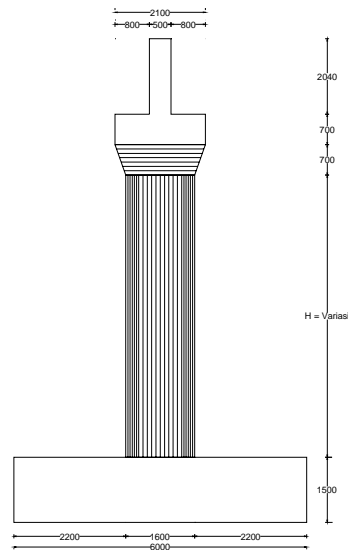
Dari tabel 2.15 diperoleh kombinasi pembebanan yang terjadi pada tumpuan :

Tabel 5. 44 Tabel kombinasi gaya-gaya pada tumpuan

Kombinasi	Rbv (ton)	Rcv (ton)	Rpv (ton)	Rch (ton)
I	274,312	230,562	63,11	-
II	253,2	212,25	58,18	31,838
III	274,537	230,796	63,14	33,669
IV	253,12	212,25	58,18	31,838

B. Beban Akibat Gaya Luar

1. Berat bangunan atas



Gambar 5. 69 Titik Berat Pilar

$$W_1 = 2,06 \cdot 0,3 \cdot 8,5 \cdot 2,5 = 18,488 \text{ t}$$

$$W_2 = 0,7 \cdot 2,3 \cdot 8,5 \cdot 2,5 = 31,238 \text{ t}$$

$$W_3 = \left[\frac{2,3 \cdot 8,5 + 1,6 \cdot 2}{2} \right] \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 13,725 \text{ t}$$

$$W_4 = (0,25 \cdot \pi \cdot 1,6^2 \cdot 18,4 + 3 \cdot 18,4 \cdot 1,6) \cdot 2,5 = 313,242 \text{ t}$$

$$W_5 = 6 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 135 \text{ t} +$$

$$W_{\text{sendiri pilar}} = 511,693 \text{ t}$$

Tabel 5. 45 Luasan Masing-masing Segmen Pilar

No.	Luas (m ²)	Y (m)	A.Y
1	31	22,32	327,894
2	5,95	20,95	124,653
3	5,86	20,28	118,841
4	55,2	10,7	590,64
5	9	0,75	6,75
Σ	90,8		1168,778

Titik berat pilar terhadap titik G

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{\sum AY}{\sum Y} \\
 &= \frac{1168,778}{90,8} \\
 &= 12,87 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Berat tanah timbunan

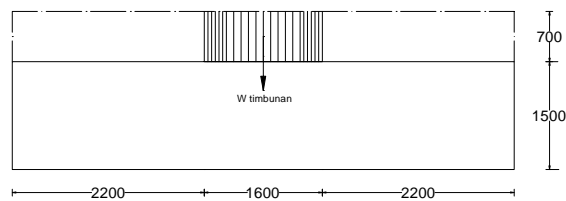
Beban tanah dihitung dari rumus :

$$W = V \cdot \gamma$$

Dimana : W = Berat timbunan (ton)

V = Volume timbunan (m³)

γ = Berat jenis tanah yang ditinjau (t/m³)



Gambar 5. 70 Beban Tanah Timbunan diatas Kaki Pilar

$$\begin{aligned}
 L &= ((6 \cdot 6) - (0,25 \cdot \pi \cdot 1,6^2 + 2 \cdot 1,6)) \\
 &= 30,790 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= L \cdot h \\
 &= 30,790 \text{ m}^2 \cdot 0,7 = 21,553
 \end{aligned}$$

$$\gamma_{\text{timbunan}} = 1,7102 \text{ t/m}^3$$

$$W_{\text{timbunan}} = 21,553 \cdot 1,7102$$

$$= 36,860 \text{ t}$$

3. Gaya gempa

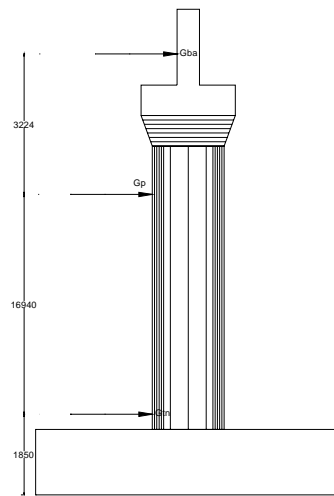
Besarnya gaya gempa adalah :

$$G_h = c \cdot W_t$$

Dimana : G_h = Gaya horizontal akibat gempa (ton)

c = Koefisien gempa Jawa Tengah = 0,18

W_t = Muatan mati yang ditinjau (ton)



Gambar 5. 71 Tinjauan Berkerjanya Gaya Gempa

Gaya gempa terhadap pilar (G_p) :

$$W_p = 511,693 \text{ t}$$

$$G_p = 0,18 \cdot 511,693$$

$$= 92,105 \text{ t}$$

Gaya gempa terhadap bangunan atas (G_{ba}):

$$W_{ba} = 506,40 \text{ t}$$

$$G_{ba} = 0,18 \cdot 506,40$$

$$= 91,152 \text{ t}$$

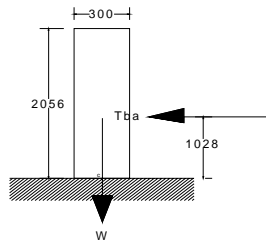
Gaya gempa terhadap tanah (G_{tn}) :

$$W_{tn} = 36,860 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} G_{tn} &= 0,18 \cdot 36,860 \\ &= 6,635 \text{ t} \end{aligned}$$

5.8.1.2 Perencanaan Bagian Pilar

A. Pemisah gelagar



Gambar 5. 72 Pembebanan pada Pemisah Gelagar

Konstruksi dianggap sebagai sebuah kolom :

Gaya horizontal yang bekerja pada bagian pemisah gelagar :

- o Gaya rem dan Traksi (R_m) = 1,831 T
- o Gaya gempa terhadap bangunan atas = 76,41 T

$$\text{Total gaya} = 1,831 + 76,41 = 78,241 \text{ T}$$

Gaya Vertikal yang bekerja pada bagian pemisah gelagar :

$$\begin{aligned} \text{o } W &= 2,06 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2,5 &= 2,175 \text{ t} \\ &= 0,05 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2,2 &= 0,055 \text{ t} \\ &= 0,05 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 &= 0,03 \text{ t} \\ \text{Beban hidup} &= 18,312 \text{ t} + \\ W_{\text{tot}} &= 20,572 \text{ t} \end{aligned}$$

$$M_c = 78,241 \cdot 1,028 = 80,431 \text{ tm}$$

$$D = 78,241 \text{ t}$$

$$N = 20,572 \text{ t}$$

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

$$d = 300 - 50 - 12 - 12,5 = 225,5 \text{ mm}$$

$$d' = 300 - 225,5 = 74,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_{gr} = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}^2 = 5 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{80,431}{20,572} = 3,91 \text{ m} = 3910 \text{ mm}$$

$$\frac{et}{h} = \frac{3910}{300} = 13,03$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} = \frac{20,572 \cdot 10^4}{0,65 \cdot 3 \cdot 10^5 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,03$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} \cdot \frac{et}{h} = 0,03 \cdot 13,03 = 0,391$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{74,5}{500} = 0,14 \text{ digunakan } 0,15$$

Dari grafik 6.2.b pada GTPBB hal 90, didapat : $\beta = 1,00$

$$r = 0,02$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1,00 \cdot 0,02 = 0,02$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$A_s = \rho \cdot A_g = 0,02 \cdot 5 \cdot 10^5 = 10000 \text{ mm}^2$ untuk 2 sisi, untuk 1 sisi dipergunakan :

$$= 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 10000 = 5000 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D25-100 ($A_s = 5401 \text{ mm}^2$) tiap sisinya

$$V_u = 80,431 \text{ t} = 804,31 \text{ KN}$$

$$N_u = 20,572 \text{ t}$$

$$V_n = \frac{804,31}{0,6} = 1307,02 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \left(\frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left(1 + \left(\frac{20,572 \cdot 10^4}{14 \cdot 500 \cdot 1000}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 225,5$$

$$= 365 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 1418,33 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$942,02 < 1418,33$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 365 = 219 \text{ KN}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (perlu tulangan geser),

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{425,5}{2}$$

$$s \leq 212,75, \text{ diambil } 200 \text{ mm}$$

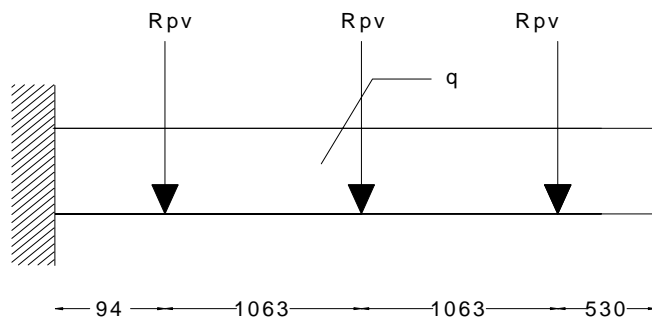
$$A_v = \frac{(V_n - V_c) \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$= 1106,95 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekang $\emptyset 12 - 100$ ($A_s = 1131 \text{ mm}^2$)

B. Kepala pilar

Konstruksi dianggap sebagai balok kantilever.



Gambar 5. 73 Pembebanan pada Kepala Pilar

$$q = \frac{w}{3,3}$$

$$q = \frac{18,55}{3,3} = 5,62 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{mak}} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 + R_{pv} \cdot l$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 5,62 \cdot 3,3^2 + 63,11 \cdot (0,94 + 1,157 + 2,22)$$

$$= 212,412 \text{ tm}$$

$$D_{\text{mak}} = q \cdot l + 2R_{\text{pv}}$$

$$= 5,62 \cdot 3,3 + 2 \cdot 63,11$$

$$= 136,384 \text{ t}$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tulangan utama} = D 25$$

$$d = 1400 - 50 - 12,5 - 16 = 1318 \text{ mm}$$

Penulangan kepala pilar

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{212,412}{2,1 \cdot 1,318^2} = 58,228$$

Dari tabel didapat :

$$\rho = 0,0003$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0019$$

$$\rho_{\text{mak}} = 0,0203$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,0019 \cdot 2,1 \cdot 1,318 \cdot 10^6 = 4901,57 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D25-100 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$)

Check :

$$\rho = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \cdot d} = \frac{4901,57}{2100 \cdot 1318} = 0,0020$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 4901,57 = 980,314 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D22-300 ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)

$$V_u = 136,384 \text{ t} = 1363,84 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{1363,84}{0,6} = 2273,07 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 2352,63 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 9226 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$-79,56 < 9226$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 2352,63 = 1411,578 \text{ KN}$$

$V_u < \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{1318}{2}$$

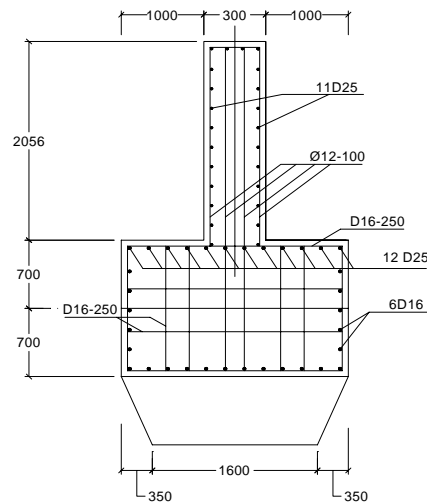
$$s \leq 659, \text{ diambil } 150 \text{ mm}$$

$$A_v = bw \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 2100 \cdot 150 / (3 \cdot 400)$$

$$= 262,5 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekaang D16 – 250 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)

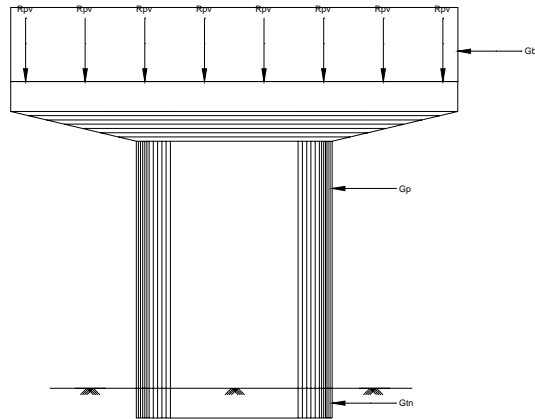


Gambar 5. 74 Detail Penulangan Kepala Pilar

C. Badan Pilar

Gaya yang berkerja pada badan pilar menimbulkan 2 arah momen (M_x dan M_y), maka kedua kemungkinan tersebut perlu dianalisis.

Analisis arah x



Gambar 5. 75 Gaya yang berkerja pada Arah x Dibadan Pilar

Tabel 5. 46 Gaya Dalam Akibat tumpuan dibadan pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	504,874
II	-	-	465,45
III	-	-	505,333
IV	-	-	465,45

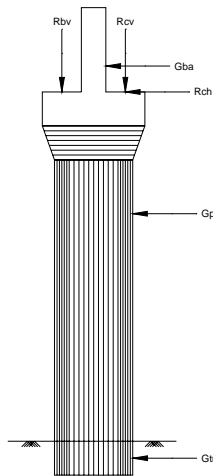
Tabel 5. 47 Gaya Dalam Akibat beban luar dibdn pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	376,693
II	-	-	376,693
III	-	-	376,693
IV	3494,013	189,892	376,693

Tabel 5. 48 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah x dibadan pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	881,567
II	-	-	842,143
III	-	-	882,026
IV	3494,013	189,892	842,143

Analisis arah y



Gambar 5. 76 Gaya yang berkerja pada Arah y Dibadan Pilar

Tabel 5. 49 Gaya yang Berkerja ditumpuan pada Arah y dibadan pilar

Kombinasi	R_{bv} (ton)	R_{cv} (ton)	R_{ch} (ton)
I	274,312	230,562	-
II	253,2	212,25	31,838
III	274,537	230,796	33,669
IV	253,2	212,25	31,838

Tabel 5. 50 Gaya Dalam Akibat tumpuan dibadan pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-43,75	-	504,874

II	-671,342	31,838	465,45
III	-710,387	33,669	505,333
IV	-671,342	31,838	465,45

Tabel 5. 51 Gaya Dalam Akibat beban luar
dibdn pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	376,693
II	-	-	376,693
III	-	-	376,693
IV	3494,013	189,892	376,693

Tabel 5. 55 Gaya Dalam Akibat kombinasi
beban arah y
dibadan pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-43,75	-	881,567
II	-671,342	31,838	842,143
III	-710,387	33,669	882,026
IV	4165,355	221,73	842,143

Kombinasi IV arah Y lebih menentukan sehingga digunakan sebagai design. Badan pilar diasumsikan sebagai kolom dengan penampang berbentuk bulat.

Penulangan badan pilar

$$\phi = 0,65$$

$$d = 1600 - 50 - 13 - 12,5 = 1525,25 \text{ mm}$$

$$d' = 1600 - 1525,25 = 74,75 \text{ mm}$$

$$A_{gr} = 3. 1,6 = 4,8 \text{ m}^2 = 4,8. 10^6 \text{ mm}^2$$

$$e_t = \frac{Mu}{Pu} = \frac{710,387}{882,026} = 0,805 \text{ m} = 805 \text{ mm}$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{805}{1600} = 0,503$$

$$\frac{Pu}{\phi.A_g.0,85.f'c} = \frac{882,026.10^4}{0,65.4,8.10^6.0,85.25} = 0,13$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Ag \cdot 0,85 \cdot f'c} \cdot \frac{et}{h} = 0,13 \cdot 0,503 = 0,065$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{74,75}{1600} = 0,04, \text{ digunakan } 0,1$$

Dari grafik 6.3.d pada GTPBB hal 98, didapat : $\beta = 1,00$

$$r = 0,005$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1,00 \cdot 0,005 = 0,005$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$$As = \rho \cdot Ag = 0,005 \cdot 4,8 \cdot 10^6 = 24000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tiap sisinya} = 0,25 \cdot 24000 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$D25-150 (As = 6383 \text{ mm}^2)$$

$$Vu = 33,669 \text{ t} = 336,69 \text{ KN}$$

$$Nu = 882,026 \text{ t}$$

$$Vn = \frac{336,69}{0,6} = 561,15 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \left(1 + \left(\frac{Nu}{14 \cdot Ag}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= \left(1 + \left(\frac{882,026 \cdot 10^4}{14 \cdot 4,8 \cdot 10^6}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1760 \cdot 1525,25 \\ &= 2908,14 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 8948,13 \text{ KN}$$

$$(Vn - Vc) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$-2346,99 < 8948,13$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot Vc = 0,6 \cdot 2908,14 = 1744,88 \text{ KN}$$

$Vu < \phi \cdot Vc$ (tdk perlu tulangan geser),

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

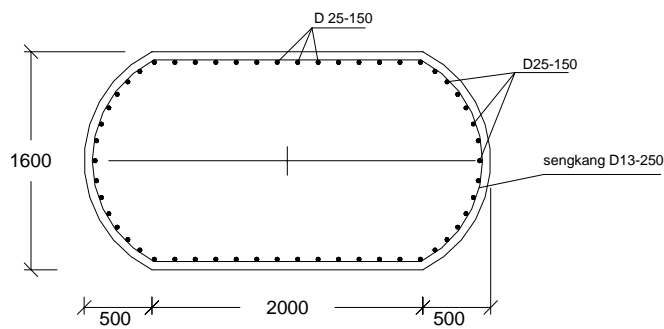
$$s \leq \frac{1525,25}{2}$$

$$s \leq 762,625, \text{ diambil } 200 \text{ mm}$$

$$A_v = b_w \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 333,33$$

Dipergunakan sengkang D13 – 250 ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)

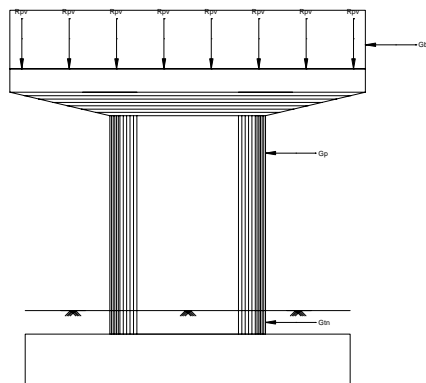


Gambar 5. 77 Detail Penulangan Badan Pilar

D. Pondasi

Gaya yang berkerja pada pilar menimbulkan 2 arah momen (M_x dan M_y), maka kedua kemungkinan tersebut perlu dianalisis.

Analisis arah x



Gambar 5. 78 Gaya yang berkerja pada Arah x pondasi

Tabel 5. 53 Gaya Dalam Akibat tumpuan dikaki pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	504,874
II	-	-	465,45
III	-	-	505,333
IV	-	-	465,45

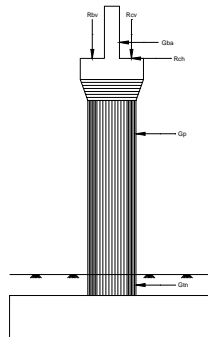
Tabel 5. 54 Gaya Dalam Akibat beban luar dikaki pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	548,553
II	-	-	548,553
III	-	-	548,553
IV	3778,850	189,892	548,553

Tabel 5. 55 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah x dikaki pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	1053,427
II	-	-	1014,003
III	-	-	1053,886
IV	3778,850	189,892	1014,003

Analisis arah y



Gambar 5. 79 Gaya yang berkerja pada Arahy Dikaki Pilar

Tabel 5. 56 Gaya yang Berkerja ditumpuan pada Arah y dikaki pilar

Kombinasi	Rbv (ton)	Rcv (ton)	Rch (ton)
I	274,312	230,562	-
II	253,2	212,25	31,838
III	274,537	230,796	33,669
IV	253,2	212,25	31,838

Tabel 5. 57 Gaya Dalam Akibat tumpuan dikaki pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-43,75	-	504,874
II	-719,099	31,838	465,45
III	-760,891	33,669	505,333
IV	-719,099	31,838	465,45

Tabel 5. 58 Gaya Dalam Akibat beban luar dikaki pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	548,553
II	-	-	548,553
III	-	-	548,553
IV	3778,850	189,892	548,553

Tabel 5. 59 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah y dikaki pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-43,75	-	1053,427
II	-719,099	31,838	1014,003
III	-760,891	33,669	1053,886
IV	4497,949	221,73	1014,003

Perencanaan pondasi:

Jenis pondasi : Bored pile (min. -13.00)

Penampang : bulat, diameter = 800 mm

Mutu beton (f'c): 25 Mpa

Mutu baja (fy) : 400 Mpa

Perhitungan daya dukung tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan tanah dari data sondir

Perhitungan Pall untuk tiang bor diambil dari rumus tiang pancang yang direduksi 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung.

◆ **Rumus Mayerhoff**

$$P_{ult} = (q_c \cdot A_b + \gamma_s \cdot A_s)$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\%$$

q_c = qonus resistance rata-rata 4D di atas ujung tiang dan 1D di bawah tiang

$$\begin{aligned} q_{cu} &= (50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 5 \\ &= 123 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

q_{cb} = rata-rata perlawanan conus setebal 1D di bawah tiang
= 250 kg/cm²

$$\begin{aligned} q_c &= \frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb}) \\ &= \frac{1}{2} (123 + 250) \\ &= 186,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$q_c = 186,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \text{luas tiang beton} \\ &= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$K = \text{keliling tiang} = \pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$$

γ_s = total friction, per lapisan

$$\gamma_s = q_c / 200 < 1 \text{ untuk tiang beton}$$

$$l_1 = 2 \rightarrow \gamma_s = 50 / 200 = 0,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 = 3 \rightarrow \gamma_s = 25 / 200 = 0,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 6,5 \rightarrow \gamma_s = 40 / 200 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 2,5 \rightarrow \gamma_s = 115 / 200 = 0,575 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ult} = (186,5 \cdot 5024) + ((200 \cdot 0,25 + 300 \cdot 0,125 + 650 \cdot 0,2 + 250 \cdot 0,575) \cdot 251,2)$$

$$= 1027722 \text{ kg} = 1027,722 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\%$$

$$= \frac{1027,722}{3} \cdot 70\% = 239,802 \text{ ton}$$

◆ **Rumus Boegemenn**

$$P_{all} = \frac{q_c \cdot A}{3} + \frac{K \cdot TF}{5} \cdot 70\%$$

A = luas tiang beton

$$= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2$$

K = keliling tiang = $\pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$

TF = JHP = total friction, kedalaman –14,8 m = 1112 kg/cm

q_{cu} : qonus resistance rata –rata 8D di atas ujung tiang

$$q_{cu} = (25 + 20 + 40 + 57 + 50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 9$$

$$= 84 \text{ kg/cm}^2$$

q_{cb} : rata – rata perlawanan conus setebal 3,5 D di bawah tiang

$$= 250 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = $\frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb})$ = point bearing capacity

$$= \frac{1}{2} (84 + 250)$$

$$= 167 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = 167 kg/cm²

$$P_{all} = \frac{167 \cdot 5024}{3} + \frac{251,2 \cdot 1112}{5} \cdot 70\%$$

$$= (279669,3 + 55866,9) \cdot 70\% = 234875,3 \text{ kg} = 234,875 \text{ ton}$$

◆ **Rumus Bala Subramanian**

$$P_{all} = \frac{b \cdot q_c \cdot A}{Fk} + \frac{a \cdot K \cdot TF}{Fk}$$

Untuk tanah lempung keras :

$$a = 0,4$$

$$b = 0,5$$

$$P_{all} = \frac{0,5 \cdot 167 \cdot 5024}{3} + \frac{0,4 \cdot 251,2 \cdot 1112}{3}$$

$$= 456,749 \text{ ton}$$

b. Berdasarkan kekuatan tanah dari data boring

Perhitungan P_{all} untuk tiang bor diambil dari rumus P_{all} tiang pancang dengan direduksi sebesar 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung.

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

$$P_{ult} = \text{Daya dukung batas pondasi (ton)}$$

N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

A_b = Luas penampang dasar tiang (m^2)

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

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \rightarrow \bar{N}_2 = \text{nilai rata-rata N}_{4D} \text{ keatas dari ujung}$$

tiang

$$= (61 + 30 + 30 + 30 + 30)/5$$

$$= 36,2$$

$$\bar{N} = \frac{61 + 36,2}{2} = 58,1$$

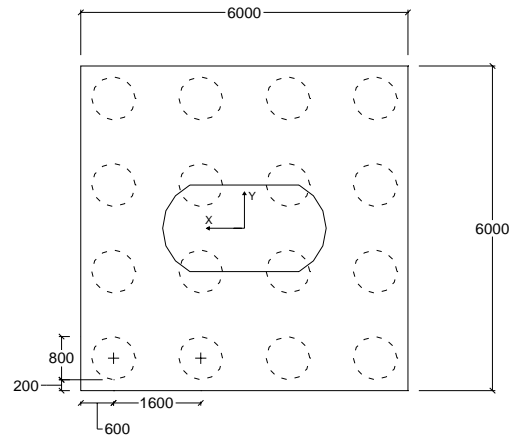
$$P_{ult} = \{(40 \cdot 61 \cdot 0,5024) + (0,2 \cdot 58,1 \cdot 2,512 \cdot 15)\} \cdot 70\%$$

$$= 1124,5 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{F_k} = \frac{1124,5}{3} = 374,832 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan :

$$n = \frac{P_{yang\ terjadi}}{P_{1\ tiang}} = \frac{1053,886}{234,875} = 4,49 \approx 16 \text{ buah}$$



Gambar 5. 80 Denah Penempatan Tiang Bored Pile

Kontrol tiang pancang grup :

$$P = E \cdot P_{\text{daya dukung 1 bore pile}}$$

$$E = 1 - \frac{\varphi}{90} \cdot \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right]$$

$$\text{Dimana : } \varphi = \text{arc tg } \frac{D}{S}$$

$$D = \text{diameter bore pile} = 80 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min}} = 2D = 2 \cdot 80 = 160 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mak}} = 4D = 4 \cdot 80 = 320 \text{ cm, diambil } S = 280 \text{ cm}$$

$$n = \text{arah tiang pada sumbu y}$$

$$m = \text{arah tiang pada sumbu x}$$

$$\varphi = \text{arc tg } \frac{80}{160} = 26,565^\circ$$

$$E = 1 - \frac{26,565}{90} \cdot \left[\frac{(5-1)5 + (5-1)5}{5 \cdot 5} \right] = 0,811$$

$$P = 0,811 \cdot 234,875 = 190,505 \text{ ton}$$

□ **Kontrol jumlah tiang bor**

$$n = \frac{P_{\text{yang terjadi}}}{P_{1 \text{ tiang}}} = \frac{1053,886}{234,875} = 4,49 \approx 16 \text{ buah tiang bor}$$

Pengecekan terhadap jumlah tiang bor yang dipasang

P penahan = 16 * 190,505 = 3048,08 ton

Beban vertikal yang bekerja P = 1043,389 ton

Jadi P penahan > P yang bekerjaaman

Jadi penggunaan 27 buah tiang bor untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.

Tabel 5. 60 P yang ada VS P yang terjadi pada tiang bor

kombinasi	Pyg ada	Pyg terjadi	ket.
I	1053,427	3048,08	aman
II	1014,003	3048,08	aman
III	1053,886	3048,08	aman
IV	1014,003	3048,08	aman

Kontrol 1 bore pile

$$P = \frac{V}{n} + \frac{M \cdot x}{ny \cdot \sum x^2} = \frac{1053,427}{16} \pm \frac{43,75 \cdot 1,6}{6 \cdot 16,384} =$$

$$\sum Y^2 = 4 \cdot (1,6 \cdot 1,6^2)$$

$$= 16,384$$

$$\sum X^2 = 4 \cdot (1,6^2 \cdot 1,6)$$

$$= 16,384$$

Tabel 5. 61 Nilai P berdasarkan kombinasi beban yang ada

Kombinasi	Pmak (ton)	Pmin (ton)
I	66,549	65,129
II	75,079	51,671
III	78,252	53,848
IV	126,575	0,175

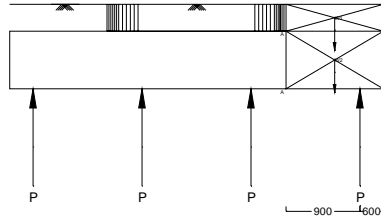
$$P_{mak} < P_{ijin \ 1 \ tiang}$$

$$126,575 < 234,875$$

- Formatted: Swedish (Sweden)
- Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 4.02 cm, Left + Not at 2.22 cm
- Formatted: Lowered by 12 pt
- Formatted: Swedish (Sweden)
- Formatted: Underline, Swedish (Sweden)
- Field Code Changed
- Formatted: No underline
- Formatted: No underline
- Formatted: No underline
- Formatted: Swedish (Sweden)

E. Kaki Pilar

Penulangan kaki pilar arah x



Gambar 5. 81 Pembebanan Kaki Pilar Arah x

$$w_1 = 0,7 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,7102 = 1,795 \text{ t}$$

$$w_2 = 1,5 \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 2,5 = 9,375 \text{ t}$$

$$P = 234,875 \text{ t}$$

Momen yang terjadi dititik a – a :

$$M_{a-a} = (1,795 + 9,375) \cdot 0,75 - 234,875 \cdot 0,9 \\ = -259,38 \text{ tm}$$

$$D_{a-a} = 1,795 + 9,375 - 234,875 \\ = -223,705 \text{ t}$$

Direncanakan :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$d = 1500 - 50 - 16 - 12,5 = 1421,5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{2593,8}{1 \cdot 1,4215^2} = 1283,64$$

$$\text{didapat } \rho = 0,00415$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203, \rho < \rho_{\min}, \text{ maka digunakan } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,00415 \cdot 1 \cdot 1,4215 \cdot 10^6 = 5899,225 \text{ mm}^2, \text{ untuk 2 sisi}$$

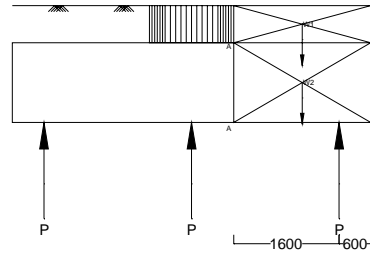
Untuk 1 sisi dipergunakan D25-125 ($A_s = 3437 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 3437 = 687,4 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D22-300 ($A_s = 852 \text{ mm}^2$)

Penulangan kaki pilar arah y



Gambar 5. 82 Pembebanan Kaki Pilar Arah y

$$w_1 = 0,7 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot 1,7102 = 3,113 \text{ t}$$

$$w_2 = 1,5 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot 2,5 = 9,75 \text{ t}$$

$$P = 234,875 \text{ t}$$

Momen yang terjadi dititik a – a :

$$\begin{aligned} M_{a-a} &= (3,113 + 9,75) \cdot 1,3 - 234,875 \cdot 1,6 \\ &= -453,028 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{a-a} &= 3,113 + 9,75 - 234,875 \\ &= -222,012 \text{ t} \end{aligned}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$d = 1500 - 50 - 16 - 12,5 = 1421,5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{4530,28}{1 \cdot 1,4215^2} = 2241,98$$

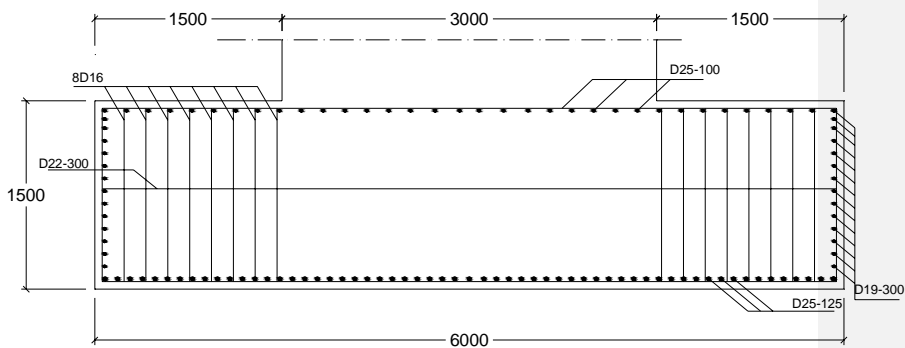
didapat $\rho = 0,0075$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$\rho_{\max} = 0,0203$, $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$= 0,0075 \cdot 1 \cdot 1,4215 \cdot 10^6 = 9820 \text{ mm}^2$ untuk 2 sisi
 Untuk 1 sisi dipergunakan 10D25 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$)
 Tulangan bagi 20% dari tulangan utama
 $= 20\% \cdot 4910 = 982 \text{ mm}^2$
 Dipergunakan D19-300 ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 83 Detail Penulangan Kaki Pilar

F. Tiang Bored Pile

Penulangan tiang bored pile didasarkan momen yang diakibatkan P 1 tiang dan daya dukung horizontal didapat :

Berdasarkan P 1 tiang

$$P = 234,875 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{234,875}{0,25 \cdot \pi \cdot 0,8^2} = 467,506 \text{ t/m}^2$$

$$M = 467,506 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot d^3 = 23,488 \text{ tm}$$

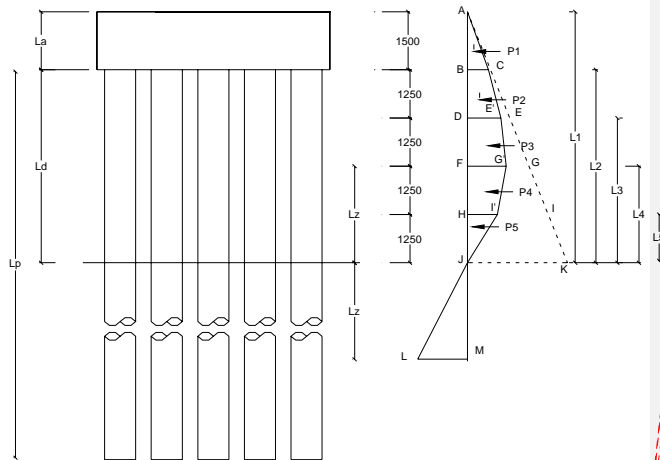
Berdasarkan daya dukung horizontal

Gaya horisontal pada bore pile :

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)



Gambar 5.84. Gaya Horizontal bore pile

Data pondasi bore pile :

B = lebar poer yang menerima beban horizontal = 6 m

La = Kedalaman poer = -1,5 m

Lp = panjang bore pile yang masuk ke tanah = 15 m

Panjang jepitan pada bore pile :

$$L_d = \frac{1}{3} L_p = \frac{1}{3} \cdot 15 = 5 \text{ m}$$

$$L_u = L_a + L_d = 1,50 + 5 = 6,5 \text{ m}$$

$$L_1 = 5,5 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,167 \text{ m}$$

$$L_3 = 2,917 \text{ m}$$

$$L_4 = 2,083 \text{ m}$$

$$L_5 = 0,833 \text{ m}$$

Pada kedalaman - 3,00 m :

$$\phi_1 = 15^\circ$$

$$\gamma_1 = 1,7102 \text{ gr/cm}^3$$

$$K_{p1} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)$$

$$= 1,7$$

Formatted: Italian (Italy)

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 3.81 cm, Left + Not at 2.22 cm

Formatted: Italian (Italy)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Field Code Changed

Formatted: Lowered by 12 pt

Formatted: Swedish (Sweden)

Field Code Changed

Formatted: Lowered by 12 pt

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden), Subscript

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted

... [7]

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted

... [8]

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Pada kedalaman – 5,00 m :

$$\underline{\underline{\phi_2 = 15^0}}$$

$$\underline{\underline{\gamma_2 = 1,6235 \text{ gr/cm}^3}}$$

$$\underline{\underline{Kp_2 = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)}}$$

$$\underline{\underline{= 1,7}}$$

Perhitungan diagram tekanan tanah pasif :

$$\underline{\underline{BC = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 1) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 1,5) \cdot 6 = 26,166 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{DE = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 4,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 2,75) \cdot 6 = 47,971 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{FG = (Kp_1 \cdot \gamma_1 \cdot 7,666) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 4) \cdot 6 = 69,776 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{HI = (Kp_2 \cdot \gamma_2 \cdot 10,999) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 5,25) \cdot 6 = 91,581 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{JK = (Kp_2 \cdot \gamma_2 \cdot 14,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 6,5) \cdot 6 = 107,638 \text{ ton/m}^2}}$$

Tekanan tanah pasif efektif yang bekerja :

$$\underline{\underline{\text{Titik A} = 0 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{BC = 26,166 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{DE' = \frac{3}{4} \cdot DE = \frac{3}{4} \cdot 47,971 = 35,978 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{FG' = \frac{1}{2} \cdot FG = \frac{1}{2} \cdot 69,776 = 34,888 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{HI' = \frac{1}{4} \cdot HI = \frac{1}{4} \cdot 91,581 = 22,895 \text{ ton/m}^2}}$$

$$\underline{\underline{\text{Titik J} = 0 \text{ ton/m}^2}}$$

Resultan tekanan tanah pasif

$$\underline{\underline{P1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 26,166 = 19,625 \text{ ton}}}}$$

$$\underline{\underline{P2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (26,166 + 35,978) = 38,84 \text{ ton}}}}$$

$$\underline{\underline{P3 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (35,978 + 34,888) = 44,291 \text{ ton}}}}$$

$$\underline{\underline{P4 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (34,888 + 22,895) = 36,114 \text{ ton}}}}$$

$$\underline{\underline{P5 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,895 = 14,309 \text{ ton} +}}$$

$$\underline{\underline{\Sigma P = 153,179 \text{ ton}}}}$$

Resultan momen yang terjadi :

$$\underline{\underline{\Sigma P \cdot L_z = P1 \cdot L1 + P2 \cdot L2 + P3 \cdot L3 + P4 \cdot L4 + P5 \cdot L5}}$$

$$\underline{\underline{= 19,625 \cdot 5,5 + 38,84 \cdot 4,167 + 44,291 \cdot 2,917}}$$

$$\underline{\underline{+ 36,114 \cdot 2,083 + 14,309 \cdot 0,833}}$$

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Tab stops: 3.39 cm, Left + 4.02 cm, Left + 6.77 cm, Left + 11.01 cm, Left

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left + 8.89 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left + 8.89 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: Not at 2.22 cm

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: ... [9]

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Underline, French (France)

Formatted: ... [10]

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

$$\underline{\hspace{2cm}} = 486,125 \text{ ton m}$$

$$L_z = 486,125 / 153,179$$

$$= 3,17 \text{ m}$$

Gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh tekanan tanah pasif :

$$\sum M_j = 0$$

$$H' \cdot (L_H + L_z) = \sum P \cdot 2 (L_z)$$

$$H' \cdot (6,5 + 3,17) = 153,179 \cdot 2 \cdot 3,17$$

$$H' = 225,429 \text{ T} \geq H \text{ yang terjadi} = 221,73 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

Bore pile cukup aman menahan gaya horizontal yang terjadi

Penulangan Bore pile :

W_{bp} = berat sendiri bore pile

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 15 \cdot 2,4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 800^2 \cdot 15 \cdot 2,4$$

$$= 18,086 \text{ T}$$

P_{v_t} = Beban aksial total = 1014,003 T

$$P_v = \text{Beban aksial 1 buah bore pile} = \frac{1014,003}{25} = 40,56 \text{ T}$$

W_{bp} = berat sendiri bore pile = 18,086 T

$$P_u = 18,086 + 40,56 = 58,65 \text{ T}$$

$$M_u = 4497,949 \text{ Tm} = \frac{497,949}{25} = 179,92 \text{ Tm}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

Diameter bore pile (h) = 800 mm

Tebal selimut (p) = 70 mm

Tiang bore berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan $H = 0,88D = 0,88 \cdot 0,8 = 0,704 \text{ m}$

$$\text{Diameter efektif (d)} = 704 - 70 - 0,5 \times 25 - 13 = 608,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 0,704 \cdot 1 = 0,704 \text{ m}^2 = 0,704 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 9.1 hal 94, luasan tulangan utama diambil 1% luasan penampang bore pile = $0,01 \cdot 502400 = 5024 \text{ mm}^2$

digunakan tulangan utama D 25 - 225 ($A_s = 5482 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang menggunakan tulangan sengkang minimum, dengan menggunakan batang tulangan D 13, jarak spasi sesuai dengan syarat yaitu :

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

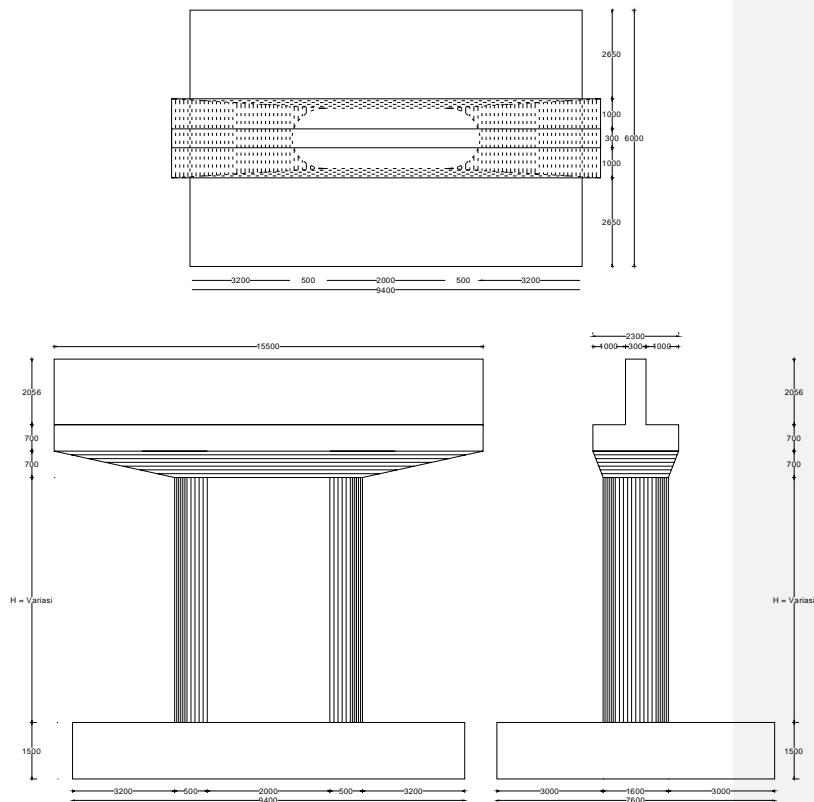
$$s \leq \frac{608,5}{2}$$

$$s \leq 304,5 \text{ , diambil } 200 \text{ mm}$$

Dipergunakan sengkang D13 – 200 ($A_s = 665 \text{ mm}^2$)

5.8.2 PILAR 4 lajur

Pilar direncanakan berdasarkan hasil perhitungan lalulintas maupun beban yang berkerja. Berikut ini adalah rencana dimensi pilar :



Gambar 5. 85 Rencana Dimensi Pilar

5.8.2.1 Pembebanan Pada Pilar

Beban yang berkerja pada pilar dikelompokkan menjadi 2, yaitu beban akibat reksi pada tumpuan dan beban akibat gaya-gaya dari luar. Berikut ini akan dilakukan analisa beban-beban yang berkerja pada pilar berdasarkan PPJJR 1987.

C. Beban Pada Tumpuan

Gaya-gaya pada tumpuan merupakan akibat bangunan atas. Gaya-gaya yang berkerja :

1. Berat bangunan atas

Berat deck slab	= 40.0,07.1,01. 30.2,4	= 203,616 T
Berat sendiri plat	= 0,20.15,5. 30.2,4	= 223,2 T
Berat air hujan	= 0,05.15,5. 30.1	= 23,25 T
Berat aspal	= 0,05.15,5. 30.2,2	= 51,15 T
Berat diagfragma	=40.(0,2.1,25.1,45.2,5)	= 36,25 T
Berat 9 girder	=9.2,5.0,6709. 30	= <u>452,858 T</u> +
Berat total		= 990,324 T

$$R_{bv} = \frac{990,324}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 495,162 \text{ ton}$$

Berat deck slab	= 40.0,07.1,01. 30.2,4	= 203,616 T
Berat sendiri plat	= 0,20.15,5. 30.2,4	= 223,2 T
Berat air hujan	= 0,05.15,5. 30.1	= 23,25 T
Berat aspal	= 0,05.15,5. 30.2,2	= 51,15 T
Berat diagfragma	=40.(0,2.1,25.1,45.2,5)	= 36,25 T
Berat 9 girder	=9.2,5.0,6709. 30	= <u>452,858 T</u> +
Berat total		= 990,324 T

$$R_{cv} = \frac{990,324}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 495,162 \text{ ton}$$

2. Beban hidup

- Beban garis (P) = 4,4 Ton
- Beban merata (q) untuk bentang 30 m, $30\text{m} \leq L < 60\text{ m}$
- Faktor distribusi = 1,00
- Beban dinamik yang diijinkan = 1,4
- Uniform Loading (UDL) = $(8 \cdot (0,5 + 15/L))$ kpa

$$q = 8 \cdot (0,5 + 15/30) = 8 \text{ kpa}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$P = (1,00 \cdot 4,4 \cdot 1,65 \cdot 1,4) \\ = 103,61 \text{ KN} = 10,361 \text{ T}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00 \cdot 8 \cdot 1,65) \cdot 30 = 673 \text{ KN} = 67,3 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup} &= \text{beban merata} + \text{beban garis} \\ &= 67,3 + 10,361 \\ &= 77,661 \text{ T}\end{aligned}$$

$$R_{bv} = \frac{77,661}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 38,831 \text{ ton}$$

Beban garis (P) digunakan,

$$\begin{aligned}P &= (1,00.44.1,65.1,4) \\ &= 103,61 \text{ KN} = 10,361 \text{ T}\end{aligned}$$

Beban merata (q) digunakan ;

$$q = (1,00.8.1,65).30 = 673 \text{ KN} = 67,3 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup} &= \text{beban merata} + \text{beban garis} \\ &= 67,3 + 10,361 \\ &= 77,661 \text{ T}\end{aligned}$$

$$R_{cv} = \frac{77,661}{30} \times \frac{30 \times 15}{30} = 38,831 \text{ ton}$$

3. Gaya gesek pada tumpuan

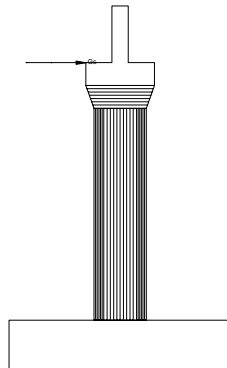
$$Gg = f_s \cdot b$$

Dimana : Gg = Gaya gesek antara tumpuan dengan balok (ton)

f_s = Koefisien gesek antara karet dengan beton

($f=0,15-0,16$)

b = Beban pada tumpuan (ton)



Gambar 5. 86 Tinjauan Berkerjanya Gaya Gesek pada Tumpuan

$$Gg = 0,15 \cdot \left(\frac{990,324}{2} \right)$$

$$= 74,274 \text{ t} \dots\dots\dots(\text{untuk } 30 \text{ m})$$

4. Gaya rem

Beban rem dan traksi = 5% beban hidup

Dengan titik tangkap 1,8 m diatas lantai kendaraan.

$$Y_{rm} = 1,4 + 1,8 = 3,2 \text{ m}$$

untuk 30 m:

$$R_m = 0,05 \cdot (67,3 + 10,361)$$

$$= 3,883 \text{ t}$$

$$\sum M_i = 0$$

$$-R_{bv} \cdot 30 + 3,883 \cdot 3,2 = 0$$

$$R_{bv} = 0,414 \text{ t}$$

untuk 30 m:

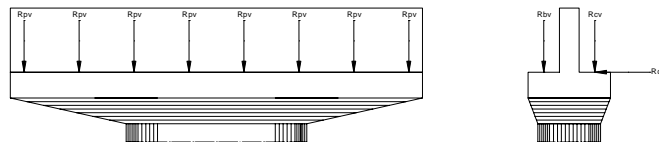
$$R_m = 0,05 \cdot (67,3 + 10,361)$$

$$= 3,883 \text{ t}$$

$$\sum M_i = 0$$

$$-R_{cv} \cdot 30 + 3,883 \cdot 3,2 = 0$$

$$R_{cv} = 0,414 \text{ t}$$



Gambar 5. 87 Reaksi Tumpuan pada Pilar

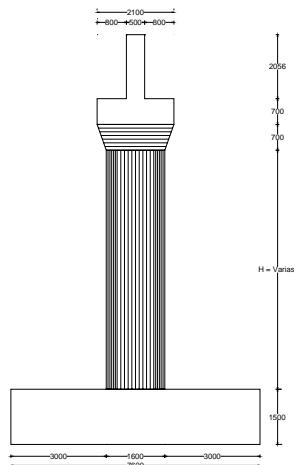
Dari tabel 2.15 diperoleh kombinasi pembebanan yang terjadi pada tumpuan :

Tabel 5. 62 Tabel kombinasi gaya-gaya pada tumpuan

Kombinasi	Rbv (ton)	Rcv (ton)	Rpv (ton)	Rch (ton)
I	533,933	533,933	133,498	-
II	495,162	495,162	123,791	74,274
III	534,347	534,347	133,983	78,157
IV	495,162	495,162	123,791	74,274

D. Beban Akibat Gaya Luar

1. Berat bangunan atas



Gambar 5. 88 Titik Berat Pilar

$$W_1 = 2,06 \cdot 0,3 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 23,948 \text{ t}$$

$$W_2 = 0,7 \cdot 2,3 \cdot 15,5 \cdot 2,5 = 62,388 \text{ t}$$

$$W_3 = \left[\frac{2,3 \cdot 15,5 + 1,6 \cdot 2}{2} \right] \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 33,994 \text{ t}$$

$$W_4 = (0,25 \cdot \pi \cdot 1,6^2 \cdot 4,56 + 3 \cdot 4,56 \cdot 1,6) \cdot 2,5 = 77,629 \text{ t}$$

$$W_5 = 7,6 \cdot 9,4 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 267,9 \text{ t} +$$

$$W_{\text{sendiri pilar}} = 465,859 \text{ t}$$

Tabel 5. 63 Luasan Masing-masing Segmen Pilar

No.	Luas (m ²)	Y (m)	A.Y
1	31,87	8,488	270,513
2	10,85	7,11	77,144
3	6,125	6,41	39,26
4	9,12	3,78	34,474
5	14,1	0,75	10,575
Σ	72,065		431,966

Titik berat pilar terhadap titik G

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{\sum A.Y}{\sum Y} \\
 &= \frac{431,966}{72,065} \\
 &= 5,994 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Berat tanah timbunan

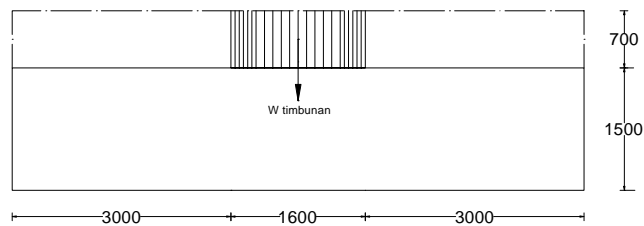
Beban tanah dihitung dari rumus :

$$W = V \cdot \gamma$$

Dimana : W = Berat timbunan (ton)

V = Volume timbunan (m³)

γ = Berat jenis tanah yang ditinjau (t/m³)



Gambar 5. 89 Beban Tanah Timbunan diatas Kaki Pilar

$$\begin{aligned}
 L &= ((7,6 \cdot 9,4) - (0,25 \cdot \pi \cdot 1,6^2 \cdot 2 \cdot 1,6)) \\
 &= 66,230 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= L \cdot h \\
 &= 66,230 \text{ m}^2 \cdot 0,7 = 46,361
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{timbunan}} &= 1,7102 \text{ t/m}^3 \\ W_{\text{timbunan}} &= 46,361 \cdot 1,7102 \\ &= 79,28 \text{ t}\end{aligned}$$

3. Gaya gempa

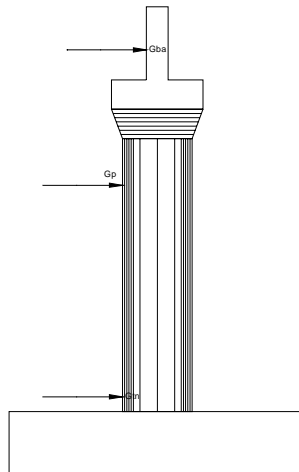
Besarnya gaya gempa adalah :

$$G_h = c \cdot W_t$$

Dimana : G_h = Gaya horizontal akibat gempa (ton)

c = Koefisien gempa Jawa Tengah = 0,18

W_t = Muatan mati yang ditinjau (ton)



Gambar 5. 90 Tinjauan Berkerjanya Gaya Gempa

Gaya gempa terhadap pilar (G_p) :

$W_p = 465,859 \text{ t}$ (berat total pilar)

$$\begin{aligned}G_p &= 0,18 \cdot 465,859 \\ &= 83,855 \text{ t}\end{aligned}$$

Gaya gempa terhadap bangunan atas (G_{ba}):

$W_{ba} = 990,324 \text{ t}$

$$\begin{aligned}G_{ba} &= 0,18 \cdot 990,324 \\ &= 178,258 \text{ t}\end{aligned}$$

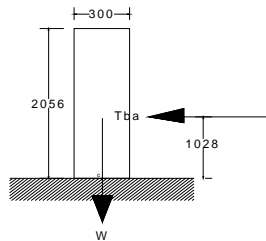
Gaya gempa terhadap tanah (G_{tn}) :

$$W_{tn} = 79,28 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} G_{tn} &= 0,18 \cdot 79,28 \\ &= 14,270 \text{ t} \end{aligned}$$

5.8.2.2 Perencanaan Bagian Pilar

A. Pemisah gelagar



Gambar 5. 91 Pembebanan pada Pemisah Gelagar

Konstruksi dianggap sebagai sebuah kolom :

Gaya horizontal yang bekerja pada bagian pemisah gelagar :

- o Gaya rem dan Traksi (R_m) = 1,831 T
- o Gaya gempa terhadap bangunan atas = 178,258 T

$$\text{Total gaya} = 3,883 + 178,258 = 182,141 \text{ T}$$

Gaya Vertikal yang bekerja pada bagian pemisah gelagar :

$$\begin{aligned} \text{o } W &= 2,06 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2,5 &= 2,175 \text{ t} \\ &= 0,05 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 2,2 &= 0,055 \text{ t} \\ &= 0,05 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 &= 0,03 \text{ t} \\ \text{Beban hidup} &= 38,831 \text{ t} + \\ W_{\text{tot}} &= 41,091 \text{ t} \end{aligned}$$

$$M_c = 182,141 \cdot 1,028 = 187,241 \text{ tm}$$

$$\text{Untuk per meter } M_u = \frac{187,241}{8} = 23,405 \text{ tm}$$

$$D = 182,141 / 8 = 22,768 \text{ t}$$

$$N = 41,091 \text{ t}$$

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

$$d = 300 - 50 - 12 - 12,5 = 225,5 \text{ mm}$$

$$d' = 300 - 225,5 = 74,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}^2 = 5 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{23,405}{41,091} = 0,570 \text{ m} = 570 \text{ mm}$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{570}{300} = 1,9$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} = \frac{41,091 \cdot 10^4}{0,65 \cdot 3 \cdot 10^5 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,099$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} \cdot \frac{e_t}{h} = 1,9 \cdot 0,099 = 0,19$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{74,5}{300} = 0,14 \text{ digunakan } 0,15$$

Dari grafik 6.2.b pada GTPBB hal 90, didapat : $\beta = 1,00$

$$r = 0,019$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1,00 \cdot 0,019 = 0,019$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$A_s = \rho \cdot A_g = 0,019 \cdot 5 \cdot 10^5 = 9500 \text{ mm}^2$ untuk 2 sisi, untuk 1 sisi dipergunakan :

$$= 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 9500 = 4750 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D25-100 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$) tiap sisinya

$$V_u = 22,768 \text{ t} = 227,68 \text{ KN}$$

$$N = 41,091 \text{ t}$$

$$V_n = \frac{227,68}{0,6} = 379,47 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(1 + \left(\frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left(1 + \left(\frac{41,091 \cdot 10^4}{14 \cdot 300 \cdot 1000}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 225,5$$

$$= 205,50 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 1418,33 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$173,966 < 1418,33$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 205,50 = 123,3 \text{ KN}$$

$V_u > \phi \cdot V_c$ (perlu tulangan geser),

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{225,5}{2}$$

$$s \leq 112,75, \text{ diambil } 100 \text{ mm}$$

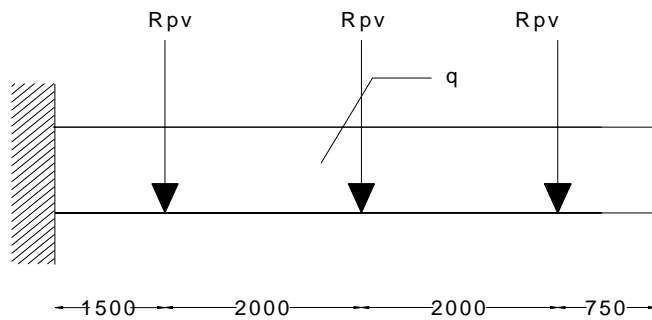
$$A_v = \frac{(V_n - V_c) \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$= 321,445 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekang Ø12 – 250 ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

B. Kepala pilar

Konstruksi dianggap sebagai balok kantilever.



Gambar 5. 92 Pembebanan pada Kepala Pilar

$$q = \frac{w}{3,3}$$

$$q = \frac{20,04}{3,3} = 6,07 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{mak}} &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot l^2 + R_{\text{pv}} \cdot l \\ &= \frac{1}{2} \cdot 6,07 \cdot 3,3^2 + 133,498 \cdot (1,5 + 3,5 + 5,5) \\ &= 1034,780 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{\text{mak}} &= q \cdot l + 2R_{\text{pv}} \\ &= 6,07 \cdot 3,3 + 2 \cdot 133,498 \\ &= 287,027 \text{ t} \end{aligned}$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tulangan utama} = D 25$$

$$d = 1400 - 50 - 12,5 - 16 = 1318 \text{ mm}$$

Penulangan kepala pilar

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{10347,80}{2,3 \cdot 1,318^2} = 2569,93$$

Dari tabel didapat :

$$\rho = 0,0084$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0019$$

$$\rho_{\text{mak}} = 0,0203$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 \\ &= 0,0084 \cdot 2,1 \cdot 1,318 \cdot 10^6 = 23249,52 \text{ mm}^2 \text{ untuk 2 sisi, untuk} \end{aligned}$$

1 sisi dipergunakan :

$$= 0,5 \cdot A_s = 0,5 \cdot 23249,52 = 11624,76 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan tulangan 2 lapis D25-75 ($A_s = 5892 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 5892 = 1178,4 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D25-300 ($A_s = 1473 \text{ mm}^2$)

$$V_u = 287,027 \text{ t} = 2870,27 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{2870,27}{0,6} = 4783,78 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 2576,69 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 10104,67 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$2207,09 < 10104,67$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 2576,69 = 1546,014 \text{ KN}$$

$V_u < \phi \cdot V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

$$s \leq \frac{1318}{2}$$

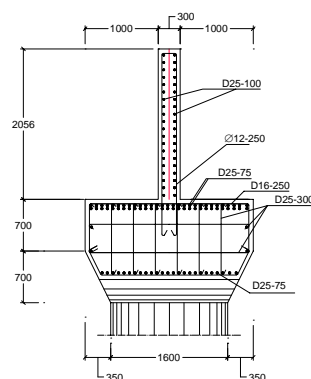
$$s \leq 659, \text{ diambil } 150 \text{ mm}$$

$$A_v = b_w \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 2300 \cdot 150 / (3 \cdot 400)$$

$$= 287,5 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekang D16 – 250 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)

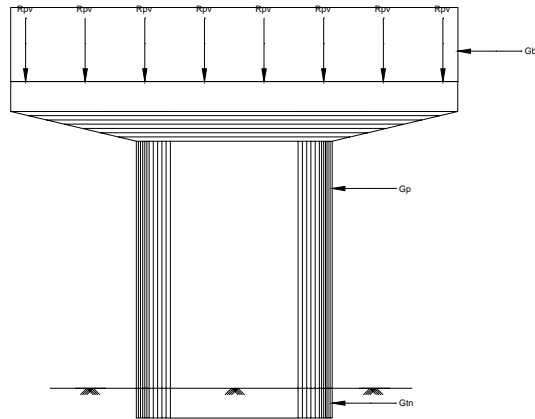


Gambar 5. 93 Detail Penulangan Kepala Pilar

C. Badan Pilar

Gaya yang berkerja pada badan pilar menimbulkan 2 arah momen (M_x dan M_y), maka kedua kemungkinan tersebut perlu dianalisis.

Analisis arah x



Gambar 5. 94 Gaya yang berkerja pada Arah x Dibadan Pilar

Tabel 5. 64 Gaya Dalam Akibat tumpuan dibadan pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	1067,986
II	-	-	990,324
III	-	-	1068,814
IV	-	-	990,324

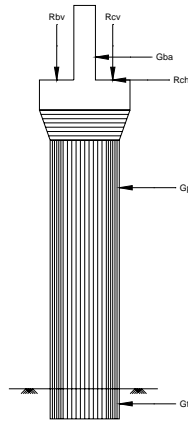
Tabel 5. 65 Gaya Dalam Akibat beban luar dibdn pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	197,959
II	-	-	197,959
III	-	-	197,959
IV	-1260,31	276,383	197,959

Tabel 5. 66 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah x dibadan pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	1265,945
II	-	-	1188,283
III	-	-	1266,773
IV	-1260,31	276,383	1188,283

Analisis arah y



Gambar 5. 95 Gaya yang berkerja pada Arah y Dibadan Pilar

Tabel 5. 67 Gaya yang Berkerja ditumpuan pada Arah y dibadan pilar

Kombinasi	Rbv (ton)	Rcv (ton)	Rch (ton)
I	533,933	533,933	-
II	495,162	495,162	74,274
III	534,347	534,347	78,157
IV	495,162	495,162	74,274

Tabel 5. 68 Gaya Dalam Akibat tumpuan dibadan pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	0	-	1067,986
II	-442,673	74,274	990,324
III	-465,816	78,157	1068,814
IV	-442,673	74,274	990,324

Tabel 5. 69 Gaya Dalam Akibat beban luar
dibdn pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	197,959
II	-	-	197,959
III	-	-	197,959
IV	-1260,31	276,383	197,959

Tabel 5. 70 Gaya Dalam Akibat kombinasi
beban arah y
dibadan pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	0	-	1265,945
II	-442,673	74,274	1188,283
III	-465,816	78,157	1266,773
IV	1702,983	350,657	1188,283

Kombinasi IV arah Y lebih menentukan sehingga digunakan sebagai design. Badan pilar diasumsikan sebagai kolom dengan penampang berbentuk bulat.

Penulangan badan pilar

$$\phi = 0,65$$

$$d = 1600 - 50 - 13 - 12,5 = 1524,25 \text{ mm}$$

$$d' = 1600 - 1524,25 = 75,75 \text{ mm}$$

$$A_{gr} = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ m}^2 = 4,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$e_t = \frac{Mu}{Pu} = \frac{1702,983}{1188,283} = 1,43 \text{ m} = 1430 \text{ mm}$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{1430}{1600} = 0,89$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} = \frac{1188,283 \cdot 10^4}{0,65 \cdot 4,8 \cdot 10^6 \cdot 0,85 \cdot 25} = 0,17$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} \cdot \frac{e_t}{h} = 0,17 \cdot 1,43 = 0,25$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{75,75}{1600} = 0,04, \text{ digunakan } 0,1$$

Dari grafik 6.3.d pada GTPBB hal 98, didapat : $\beta = 1,00$

$$r = 0,02$$

$$\rho = \beta \cdot r = 1,00 \cdot 0,02 = 0,02$$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203$$

$$A_s = \rho \cdot A_g = 0,02 \cdot 4,8 \cdot 10^6 = 96000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tiap sisinya} = 0,25 \cdot 96000 = 24000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan 2 lapis D25-75 (} A_s = 24550 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$V_u = 78,157 \text{ t} = 781,57 \text{ KN}$$

$$N_u = 1188,283 \text{ t}$$

$$V_n = \frac{781,57}{0,6} = 1302,62 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \left(\frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(1 + \left(\frac{1188,283 \cdot 10^4}{14 \cdot 4,8 \cdot 10^6}\right)\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3000 \cdot 1524,25 \\ &= 4484,45 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 15242,5 \text{ KN}$$

$$(V_n - V_c) \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$-3181,83 < 15242,5$$

(penampang cukup)

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 4484,45 = 2690,67 \text{ KN}$$

$V_u < \phi \cdot V_c$ (tdk perlu tulangan geser),

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

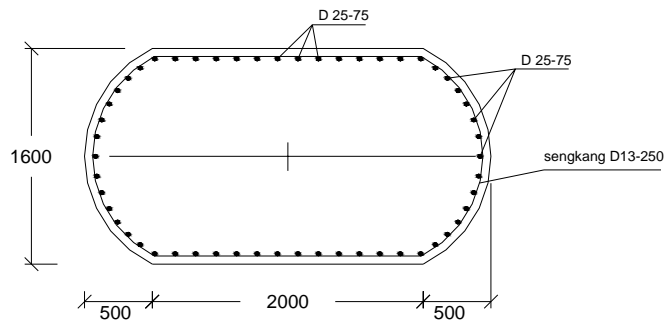
$$s \leq \frac{1524,25}{2}$$

$$s \leq 762,625, \text{ diambil } 200 \text{ mm}$$

$$A_v = b_w \cdot s / (3 \cdot f_y)$$

$$= 500 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan sekaang D13 – 250 ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)

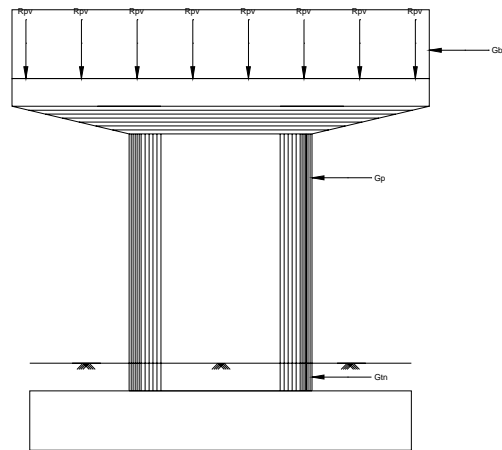


Gambar 5. 96 Detail Penulangan Badan Pilar

D. Pondasi

Gaya yang berkerja pada pilar menimbulkan 2 arah momen (M_x dan M_y), maka kedua kemungkinan tersebut perlu dianalisis.

Analisis arah x



Gambar 5. 97 Gaya yang berkerja pada Arah x pondasi

Tabel 5. 71 Gaya Dalam Akibat tumpuan dikaki pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	1067,986
II	-	-	990,324
III	-	-	1068,814
IV	-	-	990,324

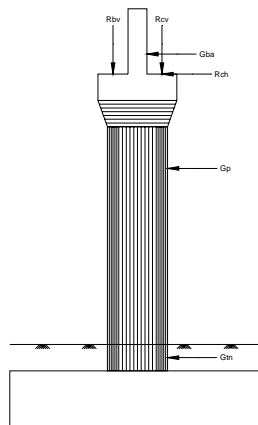
Tabel 5. 72 Gaya Dalam Akibat beban luar dikaki pilar arah x

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	545,139
II	-	-	545,139
III	-	-	545,139
IV	-1674,88	276,383	545,139

Tabel 5. 73 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah x dikaki pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	1613,125
II	-	-	1535,463
III	-	-	1613,953
IV	-1674,88	276,383	1535,463

Analisis arah y



Gambar 5. 98 Gaya yang berkerja pada Arahy Dikaki Pilar

Tabel 5. 74 Gaya yang Berkerja ditumpuan pada Arah y dikaki pilar

Kombinasi	Rbv (ton)	Rcv (ton)	Rch (ton)
I	533,933	533,933	-
II	495,162	495,162	74,274
III	534,347	534,347	78,157
IV	495,162	495,162	74,274

Tabel 5. 75 Gaya Dalam Akibat tumpuan dikaki pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	0	-	1067,986
II	-554,084	74,274	990,324
III	-583,051	78,157	1068,814
IV	-554,084	74,274	990,324

Tabel 5. 76 Gaya Dalam Akibat beban luar dikaki pilar arah y

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	-	-	545,139
II	-	-	545,139
III	-	-	545,139
IV	-1674,88	276,383	545,139

Tabel 5. 77 Gaya Dalam Akibat kombinasi beban arah y dikaki pilar

Kombinasi	Momen (tm)	Lintang (ton)	Normal (ton)
I	0	-	1613,125
II	-554,084	74,274	1535,463
III	-583,051	78,157	1613,953
IV	-2228,964	350,657	1535,463

Perencanaan pondasi:

Jenis pondasi : Bored pile (min. -13.00)

Penampang : bulat, diameter = 800 mm

Mutu beton ($f'c$): 25 Mpa

Mutu baja (f_y) : 400 Mpa

Perhitungan daya dukung tiang tunggal

c. Berdasarkan kekuatan tanah dari data sondir

Perhitungan P_{all} untuk tiang bor diambil dari rumus tiang pancang yang direduksi 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung.

◆ **Rumus Mayerhoff**

$$P_{ult} = (q_c \cdot A_b + \gamma_s \cdot A_s)$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\%$$

q_c = qonus resistance rata-rata 4D di atas ujung tiang dan 1D di bawah tiang

$$\begin{aligned} q_{cu} &= (50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 5 \\ &= 123 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

q_{cb} = rata-rata perlawanan conus setebal 1D di bawah tiang
= 250 kg/cm²

$$\begin{aligned} q_c &= \frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb}) \\ &= \frac{1}{2} (123 + 250) \\ &= 186,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$q_c = 186,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \text{luas tiang beton} \\ &= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$K = \text{keliling tiang} = \pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$$

γ_s = total friction, per lapisan

$$\gamma_s = q_c / 200 < 1 \text{ untuk tiang beton}$$

$$l_1 = 2 \rightarrow \gamma_s = 50 / 200 = 0,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_2 = 3 \rightarrow \gamma_s = 25 / 200 = 0,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 6,5 \rightarrow \gamma_s = 40 / 200 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_1 = 2,5 \rightarrow \gamma_s = 115 / 200 = 0,575 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ult} = (186,5 \cdot 5024) + ((200 \cdot 0,25 + 300 \cdot 0,125 + 650 \cdot 0,2 + 250 \cdot 0,575) \cdot 251,2)$$

$$= 1027722 \text{ kg} = 1027,722 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{3} \cdot 70\%$$

$$= \frac{1027,722}{3} \cdot 70\% = 239,802 \text{ ton}$$

◆ **Rumus Boegemenn**

$$P_{all} = \frac{q_c \cdot A}{3} + \frac{K \cdot TF}{5} \cdot 70\%$$

A = luas tiang beton

$$= \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 80^2 = 5024 \text{ cm}^2$$

K = keliling tiang = $\pi \cdot D = \pi \cdot 80 = 251,2 \text{ cm}$

TF = JHP = total friction, kedalaman –14,8 m = 1112 kg/cm

q_{cu} : qonus resistance rata –rata 8D di atas ujung tiang

$$q_{cu} = (25 + 20 + 40 + 57 + 50 + 55 + 95 + 165 + 250) : 9$$

$$= 84 \text{ kg/cm}^2$$

q_{cb} : rata – rata perlawanan conus setebal 3,5 D di bawah tiang

$$= 250 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = $\frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb})$ = point bearing capacity

$$= \frac{1}{2} (84 + 250)$$

$$= 167 \text{ kg/cm}^2$$

q_c = 167 kg/cm²

$$P_{all} = \frac{167 \cdot 5024}{3} + \frac{251,2 \cdot 1112}{5} \cdot 70\%$$

$$= (279669,3 + 55866,9) \cdot 70\% = 234875,3 \text{ kg} = 234,875 \text{ ton}$$

◆ **Rumus Bala Subramanian**

$$P_{all} = \frac{b \cdot q_c \cdot A}{Fk} + \frac{a \cdot K \cdot TF}{Fk}$$

Untuk tanah lempung keras :

$$a = 0,4$$

$$b = 0,5$$

$$P_{all} = \frac{0,5 \cdot 167 \cdot 5024}{3} + \frac{0,4 \cdot 251,2 \cdot 1112}{3}$$

$$= 456,749 \text{ ton}$$

d. Berdasarkan kekuatan tanah dari data boring

Perhitungan P_{all} untuk tiang bor diambil dari rumus P_{all} tiang pancang dengan direduksi sebesar 30% karena hilangnya keseimbangan tekanan tanah sewaktu dilakukan pengeboran yang mengakibatkan berkurangnya daya dukung.

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

$$P_{ult} = \text{Daya dukung batas pondasi (ton)}$$

N_b = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

A_b = Luas penampang dasar tiang (m^2)

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

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \rightarrow \bar{N}_2 = \text{nilai rata-rata N}_{4D} \text{ keatas dari ujung}$$

tiang

$$= (61 + 30 + 30 + 30 + 30)/5$$

$$= 36,2$$

$$\bar{N} = \frac{61 + 36,2}{2} = 58,1$$

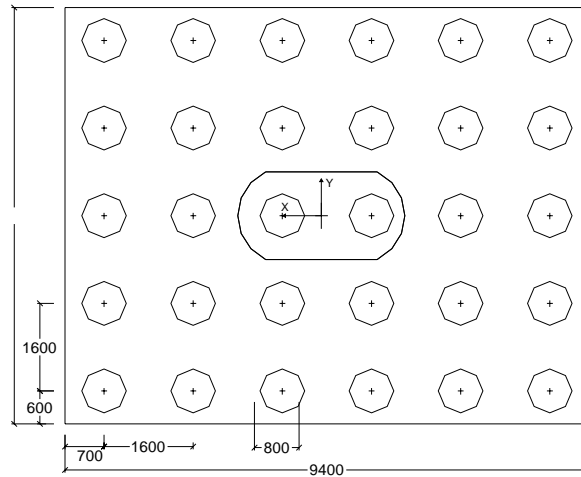
$$P_{ult} = \{(40 \cdot 61 \cdot 0,5024) + (0,2 \cdot 58,1 \cdot 2,512 \cdot 15)\} \cdot 70\%$$

$$= 1124,5 \text{ ton}$$

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{F_k} = \frac{1124,5}{3} = 374,832 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan :

$$n = \frac{P_{yang\ terjadi}}{P_{1\ tiang}} = \frac{1535,463}{234,875} = 6,54 \approx 30 \text{ buah}$$



Gambar 5. 99 Denah Penempatan Tiang Bored Pile

Kontrol tiang pancang grup :

$$P = E \cdot P_{\text{daya dukung 1 bore pile}}$$

$$E = 1 - \frac{\varphi}{90} \cdot \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right]$$

Dimana : $\varphi = \text{arc tg } \frac{D}{S}$

$$D = \text{diameter bore pile} = 80 \text{ cm}$$

$$S_{\text{min}} = 2D = 2 \cdot 80 = 160 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mak}} = 4D = 4 \cdot 80 = 320 \text{ cm, diambil } S = 160 \text{ cm}$$

$$n = \text{arah tiang pada sumbu } y$$

$$m = \text{arah tiang pada sumbu } x$$

$$\varphi = \text{arc tg } \frac{80}{160} = 26,565^\circ$$

$$E = 1 - \frac{26,565}{90} \cdot \left[\frac{(5-1)6 + (5-1)6}{5 \cdot 6} \right] = 0,725$$

$$P = 0,725 \cdot 234,875 = 176,81 \text{ ton}$$

□ **Kontrol jumlah tiang bor**

$$n = \frac{P_{yang\ terjadi}}{P_{\text{tiang}}} = \frac{1535,463}{234,875} = 6,54 \approx 30 \text{ buah tiang bor}$$

Pengecekan terhadap jumlah tiang bor yang dipasang

P penahan = 30 * 176,81 = 5304,3 ton

Beban vertikal yang bekerja P = 1535,463 ton

Jadi P penahan > P yang bekerjaaman

Jadi penggunaan 27 buah tiang bor untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.

Tabel 5. 78 P yang ada VS P yang terjadi pada tiang bor

kombinasi	Pyg ada	Pyg terjadi	ket.
I	1613,125	5304,3	aman
II	1535,463	5304,3	aman
III	1613,953	5304,3	aman
IV	1535,463	5304,3	aman

Kontrol 1 bore pile

$$P = \frac{V}{n} + \frac{M \cdot x}{ny \cdot \sum x^2} + \frac{M \cdot y}{nx \cdot \sum y^2}$$

$$= \frac{1535,463}{30} + \frac{2228,964 \cdot 1,6}{5.24,576} + \frac{2228,964 \cdot 1,6}{6.20,48} =$$

$$\sum Y^2 = 5 \cdot (1,6 \cdot 1,6^2)$$

$$= 20,48$$

$$\sum X^2 = 6 \cdot (1,6^2 \cdot 1,6)$$

$$= 24,576$$

Tabel 5. 79 Nilai P berdasarkan kombinasi beban yang ada

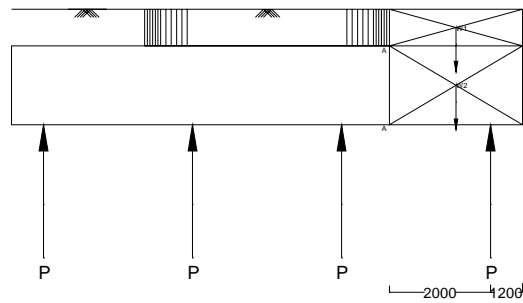
Kombinasi	Pmak (ton)	Pmin (ton)
I	53,771	53,771
II	62,71	39,65
III	65,930	41,67
IV	109,228	6,864

- Formatted: Swedish (Sweden)
- Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 4.02 cm, Left + Not at 2.22 cm
- Formatted: Lowered by 12 pt
- Formatted: Swedish (Sweden)
- Field Code Changed
- Formatted: Underline, Swedish (Sweden)
- Formatted: No underline
- Formatted: Underline, Swedish (Sweden)
- Formatted: No underline
- Formatted: No underline
- Formatted: No underline
- Formatted: No underline
- Formatted: Swedish (Sweden)

$$\begin{array}{rcl}
 P_{\text{mak}} & < & P_{\text{ijin 1 tiang}} \\
 109,228 & < & 234,875
 \end{array}$$

E. Kaki Pilar

Penulangan kaki pilar arah x



Gambar 5. 100 Pembebanan Kaki Pilar Arah x

$$w_1 = 0,7 \cdot 3,2 \cdot 1 \cdot 1,7102 = 3,831 \text{ t}$$

$$w_2 = 1,5 \cdot 3,2 \cdot 1 \cdot 2,5 = 12 \text{ t}$$

$$P = 234,875 \text{ t}$$

Momen yang terjadi dititik a – a :

$$\begin{aligned}
 M_{a-a} &= (3,831 + 12) \cdot 1,6 - 234,875 \cdot 2 \\
 &= -444,424 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_{a-a} &= 3,831 + 12 - 234,875 \\
 &= -219,044 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$d = 1500 - 50 - 16 - 12,5 = 1421,5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{4444,24}{1 \cdot 1,4215^2} = 2199,4$$

didapat $\rho = 0,0068$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$$\rho_{\max} = 0,0203, \rho < \rho_{\min}, \text{ maka digunakan } \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

$$= 0,0068 \cdot 1 \cdot 1,4215 \cdot 10^6 = 9666,2 \text{ mm}^2 \text{ untuk dua sisi}$$

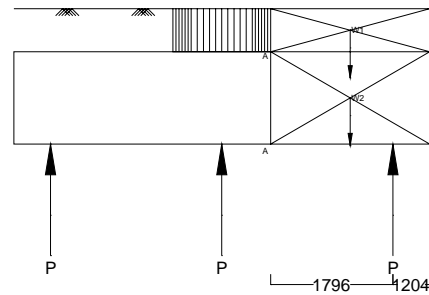
Untuk 1 sisi dipergunakan D25-100 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 4910 = 982 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D22-300 ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)

Penulangan kaki pilar arah y



Gambar 5. 101 Pembebanan Kaki Pilar Arah y

$$w_1 = 0,7 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 1,7102 = 3,591 \text{ t}$$

$$w_2 = 1,5 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 2,5 = 11,25 \text{ t}$$

$$P = 234,875 \text{ t}$$

Momen yang terjadi dititik a – a :

$$M_{a-a} = (3,591 + 11,25) \cdot 1,5 - 234,875 \cdot 1,796$$

$$= -399,574 \text{ tm}$$

$$D_{a-a} = 3,591 + 11,25 - 234,875$$

$$= -220,034 \text{ t}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

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

$$d = 1500 - 50 - 16 - 12,5 = 1421,5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{3995,74}{1 \cdot 1,4215^2} = 1977,441$$

didapat $\rho = 0,0066$

$$\rho_{\min} = 0,0019$$

$\rho_{\max} = 0,0203$, $\rho < \rho_{\min}$, maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d \cdot 10^6$$

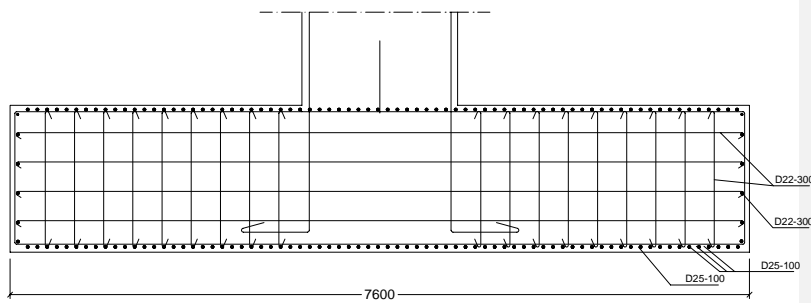
$$= 0,0066 \cdot 1 \cdot 1,4215 \cdot 10^6 = 8529 \text{ mm}^2, \text{ untuk 2 sisi}$$

Untuk 1 sisi dipergunakan D25-100 ($A_s = 4910 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi 20% dari tulangan utama

$$= 20\% \cdot 4910 = 982 \text{ mm}^2$$

Dipergunakan D22 - 300 ($A_s = 1140 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 102 Detail Penulangan Kaki Pilar

F. Tiang Bored Pile

Penulangan tiang bored pile didasarkan momen yang diakibatkan P 1 tiang dan daya dukung horizontal didapat :

Berdasarkan P 1 tiang

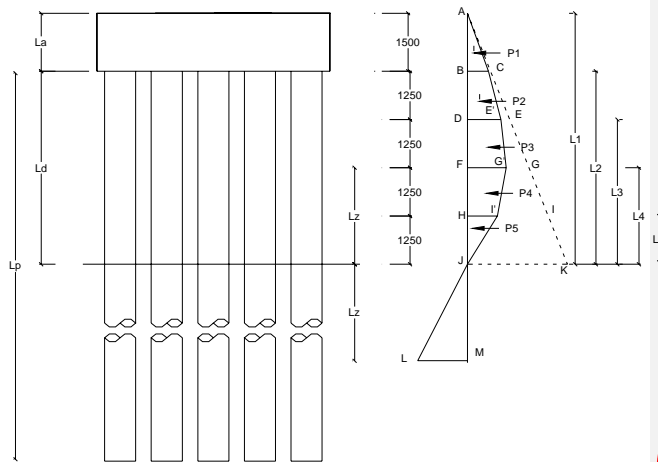
$$P = 234,875 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{234,875}{0,25 \cdot \pi \cdot 0,8^2} = 467,506 \text{ t/m}^2$$

$$M = 467,506 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot d^3 = 23,488 \text{ tm}$$

Berdasarkan daya dukung horizontal

Gaya horizontal pada bore pile :



Gambar 5.103. Gaya Horizontal bore pile

Data pondasi bore pile :

B = lebar poer yang menerima beban horizontal = 6 m

La = Kedalaman poer = -1,5 m

Lp = panjang bore pile yang masuk ke tanah = 15 m

Panjang jepitan pada bore pile :

$$L_d = \frac{1}{3} L_p = \frac{1}{3} \cdot 15 = 5 \text{ m}$$

$$L_H = L_a + L_d = 1,50 + 5 = 6,5 \text{ m}$$

$$L_1 = 5,5 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,167 \text{ m}$$

$$L_3 = 2,917 \text{ m}$$

$$L_4 = 2,083 \text{ m}$$

$$L_5 = 0,833 \text{ m}$$

Pada kedalaman - 3,00 m :

$$\varnothing 1 = 15^0$$

$$\gamma_1 = 1,7102 \text{ gr/cm}^3$$

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Underline, Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Italian (Italy)

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 3.17 cm, Left + 3.81 cm, Left + Not at 2.22 cm

Formatted: Italian (Italy)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Lowered by 12 pt

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden), Subscript

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

$$Kp1 = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)$$

$$= 1,7$$

Pada kedalaman – 5,00 m :

$$\phi_2 = 15^0$$

$$\gamma_2 = 1,6235 \text{ gr/cm}^3$$

$$Kp2 = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right)$$

$$= 1,7$$

Perhitungan diagram tekanan tanah pasif :

$$BC = (Kp1 \cdot \gamma_1 \cdot 1) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 1,5) \cdot 6 = 26,166 \text{ ton/m}^2$$

$$DE = (Kp1 \cdot \gamma_1 \cdot 4,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 2,75) \cdot 6 = 47,971 \text{ ton/m}^2$$

$$FG = (Kp1 \cdot \gamma_1 \cdot 7,666) \cdot B = (1,7 \cdot 1,7102 \cdot 4) \cdot 6 = 69,776 \text{ ton/m}^2$$

$$HI = (Kp2 \cdot \gamma_2 \cdot 10,999) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 5,25) \cdot 6 = 91,581 \text{ ton/m}^2$$

$$JK = (Kp2 \cdot \gamma_2 \cdot 14,333) \cdot B = (1,7 \cdot 1,6235 \cdot 6,5) \cdot 6 = 107,638 \text{ ton/m}^2$$

Tekanan tanah pasif efektif yang bekerja :

$$\text{Titik A} = 0 \text{ ton/m}^2$$

$$BC = 26,166 \text{ ton/m}^2$$

$$DE' = \frac{3}{4} \cdot DE = \frac{3}{4} \cdot 47,971 = 35,978 \text{ ton/m}^2$$

$$FG' = \frac{1}{2} \cdot FG = \frac{1}{2} \cdot 69,776 = 34,888 \text{ ton/m}^2$$

$$HI' = \frac{1}{4} \cdot HI = \frac{1}{4} \cdot 91,581 = 22,895 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Titik J} = 0 \text{ ton/m}^2$$

Resultan tekanan tanah pasif

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 26,166 = 19,625 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (26,166 + 35,978) = 38,84 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (35,978 + 34,888) = 44,291 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (34,888 + 22,895) = 36,114 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 22,895 = 14,309 \text{ ton}$$

$$\Sigma P = 153,179 \text{ ton}$$

Formatted: Swedish (Sweden), Lowered by 12 pt

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted: Finnish

Field Code Changed

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Finnish

Formatted: Tab stops: 3.39 cm, Left + 4.02 cm, Left + 6.77 cm, Left + 11.01 cm, Left

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left + 8.89 cm, Left

Formatted: Tab stops: 4.23 cm, Left + 4.66 cm, Left + 6.14 cm, Left

Formatted ... [11]

Formatted ... [12]

Formatted ... [13]

Formatted ... [14]

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: French (France)

Formatted: Underline, French (France)

Resultan momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\Sigma P \cdot L_z &= P_1.L_1 + P_2.L_2 + P_3.L_3 + P_4.L_4 + P_5.L_5 \\ &= 19,625 \cdot 5,5 + 38,84 \cdot 4,167 + 44,291 \cdot 2,917 \\ &\quad + 36,114 \cdot 2,083 + 14,309 \cdot 0,833 \\ &= 486,125 \text{ ton m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_z &= 486,125 / 153,179 \\ &= 3,17 \text{ m}\end{aligned}$$

Gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh tekanan tanah pasif :

$$\Sigma M_j = 0$$

$$H' \cdot (L_H + L_Z) = \Sigma P \cdot 2 (L_Z)$$

$$H' \cdot (6,5 + 3,17) = 153,179 \cdot 2 \cdot 3,17$$

$$H' = 225,429 \text{ T} \geq H \text{ yang terjadi} = 221,73 \dots \dots \dots \text{Aman}$$

Bore pile cukup aman menahan gaya horizontal yang terjadi

Penulangan Bore pile :

W_{bp} = berat sendiri bore pile

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot 15 \cdot 2,4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 800^2 \cdot 15 \cdot 2,4 \\ &= 18,086 \text{ T}\end{aligned}$$

P_{v_t} = Beban aksial total = 1535,463 T

$$P_v = \text{Beban aksial 1 buah bore pile} = \frac{1535,463}{30} = 51,18 \text{ T}$$

W_{bp} = berat sendiri bore pile = 18,086 T

$$P_u = 18,086 + 51,18 = 69,27 \text{ T}$$

$$M_u = 2228,96 \text{ Tm} = \frac{2228,96}{30} = 74,3 \text{ Tm}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Diameter bore pile (h)} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut (p)} = 70 \text{ mm}$$

Formatted: Indent: Left: 2.54 cm, Tab stops: 4.02 cm, Left + 4.66 cm, Left + Not at 2.22 cm

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Formatted: Swedish (Sweden)

Tiang bore berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan $H = 0,88D = 0,88 \cdot 0,8 = 0,704 \text{ m}$

$$\text{Diameter efektif (d)} = 704 - 70 - 0,5 \times 25 - 13 = 608,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 0,704 \cdot 1 = 0,704 \text{ m}^2 = 0,704 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 9.1 hal 94, luasan tulangan utama diambil 1% luasan penampang bore pile = $0,01 \cdot 502400 = 5024 \text{ mm}^2$

digunakan tulangan utama D 25 - 225 ($A_s = 5482 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang menggunakan tulangan sengkang minimum, dengan menggunakan batang tulangan D 13, jarak spasi sesuai dengan syarat yaitu :

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2}$$

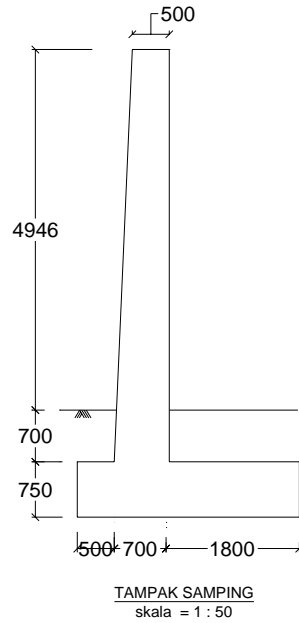
$$s \leq \frac{608,5}{2}$$

$$s \leq 304,5 \text{ , diambil } 200 \text{ mm}$$

Dipergunakan sengkang D13 - 200 ($A_s = 665 \text{ mm}^2$)

5.9 RETAINING WALL

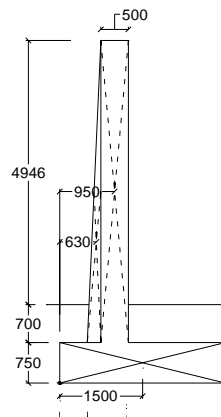
Retaining wall (dinding penahan tanah) berfungsi sebagai struktur yang memperkuat timbunan tanah yang ada pada flyover agar tidak terjadi longsor



Gambar 5.104 Rencana DPT

5.9.1 Pembebanan Pada Dinding Penahan Tanah

A. Berat sendiri dinding penahan tanah



Gambar 5.105 Tampak samping DPT

Tabel 5.80 Luasan segmen retaining wall

No	A (m ²)	X (m)	XA
1	2,25	1,5	3,375
2	2,765	0,95	2,627
3	0,553	0,63	0,348

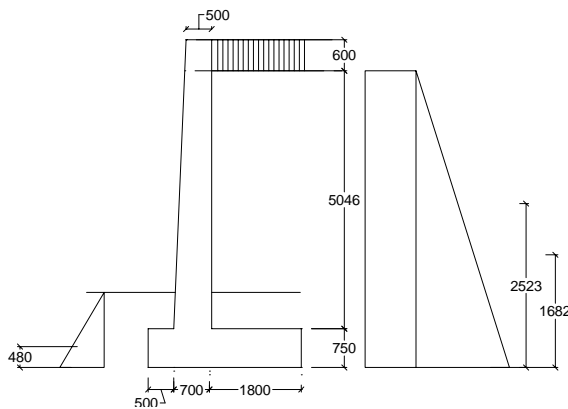
Titik berat retaining wall terhadap titik G :

$$X = \frac{\sum AX}{\sum A} = \frac{6,35}{5,57} = 1,14$$

Berat sendiri retaining wall = $5,57 \cdot 2,4 = 13,368$ T

$M = 13,368 \cdot 1,14 = 15,24$ T

B. Akibat tekanan tanah



Gambar 5.106 Diagram tekanan tanah DPT

Dimisalkan data tanah timbunan = data tanah asli :

$$\gamma = 1,7102 \text{ T/m}^3$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$c = 1 \text{ T/m}^2$$

$$H_a = 5,796 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,45 \text{ m}$$

$$L = 15,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{15}{2} \right) = 0,588 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{15}{2} \right) = 1,7 \end{aligned}$$

Menurut pasal 1.4 PPPJRR 1987 beban kendaraan di belakang bangunan penahan tanah diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 60 cm.

$$\begin{aligned} q_x &= \gamma \cdot h \\ &= 1,7102 \cdot 0,6 \\ &= 1,03 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Akibat plat injak + aspal

$$\begin{aligned} q_p &= 0,2 \cdot 2,4 + 0,05 \cdot 2,2 \\ &= 0,59 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 1,03 + 0,59 \\ &= 1,62 \end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} T_{a_1} &= q \cdot K_a \cdot H_1 \\ &= 1,62 \cdot 0,588 \cdot 5,796 \\ &= 5,22 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{a_2} &= \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot \left[H_1 - \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,588 \cdot 1,7102 \cdot \left[5,796 - \frac{2 \cdot 1}{1,7102} \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{15}{2} \right) \right]^2 \\ &= 10,559 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H_2^2 + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot H_2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 1,7102 \cdot 1,45^2 + 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1,7} \cdot 1,45 \\ &= 6,84 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Tabel 5.81 Gaya dan momen yang terjadi akibat tekanan tanah

	Gaya (T/m)	Lengan	Momen
Ta ₁	5,22	2,52	14,83
Ta ₂	10,559	1,68	19,96
Tp	- 6,84	0,48	-3,28
Total	8,939		31,51

D. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.82 Kombinasi pembebanan

Beban		Gaya (T)		Momen (Tm)	
Jenis	Bagian	V	H	Mv	Mh
M	Wrw	13,368		15,24	-
	Wt	15,565		31,99	-
	Wba	-	-	-	-
H +	WI	-	-	-	-
K		-	8,839	-	31,51
Ta		-	-	-	-
Tu					
Total		28,933	8,839	47,23	31,51

Tinjauan terhadap kombinasi pembebanan :

- Guling (Fg) = $\frac{47,23}{31,51} = 1,5 \geq 1,5$ ok
- Geser (Fq) = $\frac{28,933 \cdot \tan 15^\circ + 3 \cdot 1,7102 + 6,84}{8,839} = 2,23 \geq 1,5$ ok
- Eksentrisitas = $\frac{4}{2} - \frac{47,23 - 31,51}{8,839} = 0,22 < \frac{4}{6}$ ok

5.9.2 Penulangan pada dinding penahan tanah

Penulangan atas retaining wall

MH = 31,51 Tm = 315,1 KNm

b = 1000 mm

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

$$d = 700 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 16 - 10 = 632$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{315,15}{1 \cdot 0,632^2}$$

$$= 789,011 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0025$$

$$\rho_{\min} = 0,0019 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0203 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho \cdot bd \cdot 10^6 = 0,0025 \cdot 1 \cdot 0,632 \cdot 10^6 = 1580 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D16 - 125 mm ($A_s = 1608 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi = 20% dari luas tulangan utama

$$= 0,2 \cdot 1608$$

$$= 321,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan bagi D13 - 300 ($A_s = 399 \text{ mm}^2$)

Penulangan badan bawah retaining wall :

$$M_v = 47,23 \text{ Tm} = 472,3 \text{ KNm}$$

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

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$d = 750 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 19 - 12 = 678,5$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{472,3}{1 \cdot 0,678^2}$$

$$= 1027,44 \text{ KN/m}^2$$

Dari tabel 5.1.e (buku Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang)

$$\rho = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = 0,0019 \text{ (tabel 7)}$$

$$\rho_{\max} = 0,0203 \text{ (tabel 8)}$$

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

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0033 \cdot 1 \cdot 0,678 \cdot 10^6 = 2237,4 \text{ mm}^2$$

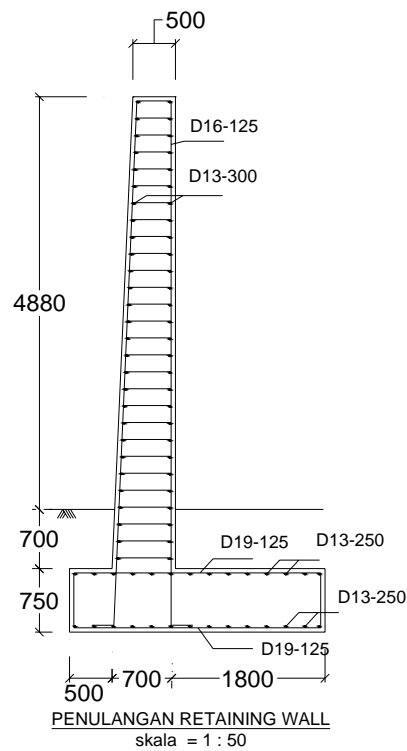
digunakan tulangan D19 - 125 mm ($A_s = 2268 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi = 20% dari luas tulangan utama

$$= 0,2 \cdot 2268$$

$$= 453,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan bagi D13 - 250 ($A_s = 532 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.107 Penulangan DPT

Formatted: Indent: Left: 1.9 cm, First line: 1.27 cm, Tab stops: 2.86 cm, Left + 4.7 cm, Left + 6.67 cm, Left + Not at 2.22 cm

5.10 PERENCANAAN TEBAL LAPIS PERKERASAN

Perhitungan LHR

Perhitungan LHR diasumsikan bahwa 75% dari jumlah total kendaraan kendaraan penumpang (LV) dan kendaraan berat (LV) akan dipindahkan ke *fly over*, sedangkan 25 % yaitu kendaraan transportasi umum tetap melalui jalan lama.

Data LHR tahun 2006 :

$$LV = 36225 \times 0.75 \times 1 = 27169 \text{ smp/hr}$$

$$HV = 2093 \times 0.75 \times 1.2 = 2041 \text{ smp/hr}$$

LHR tahun 2008 :

$$\begin{aligned} LV &= LHR_{2006} (1+i)^n \\ &= 27169 (1+0.0292)^2 = 28779 \text{ smp/hr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} HV &= LHR_{2006} (1+i)^n \\ &= 2041 (1+0.0292)^2 = 2161 \text{ smp/hr} \end{aligned}$$

LHR tahun 2028 :

$$\begin{aligned} LV &= LHR_{2008} (1+i)^n \\ &= 28779 (1+0.0292)^{20} = 51176 \text{ smp/hr} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} HV &= LHR_{2008} (1+i)^n \\ &= 2161 (1+0.0292)^{20} = 3843 \text{ smp/hr} \end{aligned}$$

Nilai Ekuivalen

Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya (PPTPLJR) 1987, angka ekuivalen masing-masing sumbu kendaraan ditentukan dengan rumus sebagai berikut.

$$\text{Sumbu tunggal} = \left(\frac{\text{beban satu sumbu tunggal dalam kg}}{8,160} \right)^4$$

$$\text{Sumbu ganda} = 0.086 \times \left(\frac{\text{beban satu sumbu ganda dalam kg}}{8,160} \right)^4$$

Untuk distribusi beban sumbu pada kendaraan:

- LV dengan berat total 2 ton, konfigurasi sumbu (1,1) dengan besar penyebaran beban pada roda depan 50% dan roda belakang 50%.

- HV dengan berat total 9 ton, konfigurasi sumbu (1,2) dengan besar penyebaran beban pada roda depan 34% dan roda belakang 66%.

Maka didapat nilai ekivalen sebesar:

$$LV (1T + 1T) = \left(\frac{1}{8,160}\right)^4 + \left(\frac{1}{8,160}\right)^4 = 0,00045$$

$$HV (3,06 T + 5,94 T) = \left(\frac{3,06}{8,160}\right)^4 + 0,086x\left(\frac{5,64}{8,160}\right)^4 = 0,0439$$

Koefisien Distribusi Kendaraan (C)

Berdasar tabel II PPTPLJR 1987 hal 9, untuk jalan 4 lajur 2 arah didapatkan nilai C = 0.30

Lintas Ekivalen Permulaan (LEP)

$$LEP = \sum LHR_{2008} \cdot C \cdot E$$

$$LV = 28779 \times 0,30 \times 0,00045 = 3,885$$

$$HV = 2161 \times 0,30 \times 0,0439 = \underline{28,460} +$$

$$\text{Total} = 32,346$$

Lintas Ekivalen Akhir (LEA)

$$LEA = \sum LHR_{2028} \cdot C \cdot E$$

$$LV = 51176 \times 0,30 \times 0,00045 = 6,909$$

$$HV = 3843 \times 0,30 \times 0,0439 = \underline{50,612} +$$

$$\text{Total} = 57,521$$

Lintas Ekivalen Tengah (LET)

$$\begin{aligned} LET &= \frac{LEP + LEA}{2} \\ &= \frac{32,346 + 57,521}{2} \\ &= 44,934 \end{aligned}$$

Lintas Ekuivalen Rencana (LER)

$$\begin{aligned} \text{LER} &= \text{LEP} \times \text{UR}/10 \\ &= 44,934 \times 20/10 \\ &= 89,868 \end{aligned}$$

Menentukan Tebal Perkerasan

Berdasarkan gambar hubungan antara DDT dan CBR (PPTPLJR), dengan nilai CBR = 10%, didapat nilai DDT = 6

Berdasar Daftar IV PPTPLJR, dengan Iklim < 900 mm/th, kelandaian < 6% dan kendaraan berat < 30% didapatkan harga FR (faktor regional) = 0.5

Daftar V PPTPLJR, dengan LER = 89,868 dan klasifikasi jalan arteri didapatkan IP (indeks permukaan) = 2

Indeks Permulaan awal umur rencana (IPo) = 4 (PPTPLJR 1987 Daftar VI, dengan jenis material lapis perkerasan Laston)

Dengan data-data tersebut (LER = 89,868 ; DDT = 6 ; FR = 0,5 ; IP = 2 ; IPo = 4), berdasarkan PPTPLJR 1987 Lampiran 1 (3) didapat nilai ITP = 5,5 dan $\overline{\text{ITP}} = 5$

Menentukan Tebal Perkerasan

Berdasarkan tabel koefisien relatif (a) dan batas-batas tebal lapisan perkerasan (D) PPTPLJR 1987 Tabel VIII, didapatkan:

Lapis Permukaan (a1) = 0,40 (tebal minimum 5 cm) dengan bahan Laston (MS 744 kg)

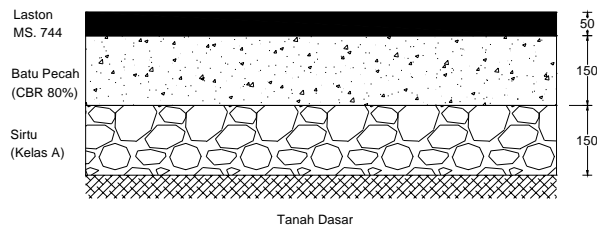
Lapis Pondasi Atas (a2) = 0,13 (tebal minimum 15 cm) dengan bahan Batu Pecah kelas B (CBR 80 %)

Lapis Pondasi Bawah (a3) = 0,12 (tebal minimum 10 cm) dengan Sirtu kelas B (CBR 50%)

Maka ; $\text{ITP} = a1.D1 + a2.D2 + a3.D3$

$$5 = 0,4 \times 5 + 0,13 \times 15 + 0,12 \times D_3$$

$$D_3 = \frac{1,05}{0,12} = 8,75 \text{ cm} \approx \text{Digunakan tebal minimum 15 cm}$$



Gambar 5. 108 Lapis Perkerasan Jalan

8.89 cm, Left

6/11/2007 7:58:00 AM

5/29/2007 7:13:00 AM

6/11/2007 8:12:00 AM

Left + Not at 2.22 cm