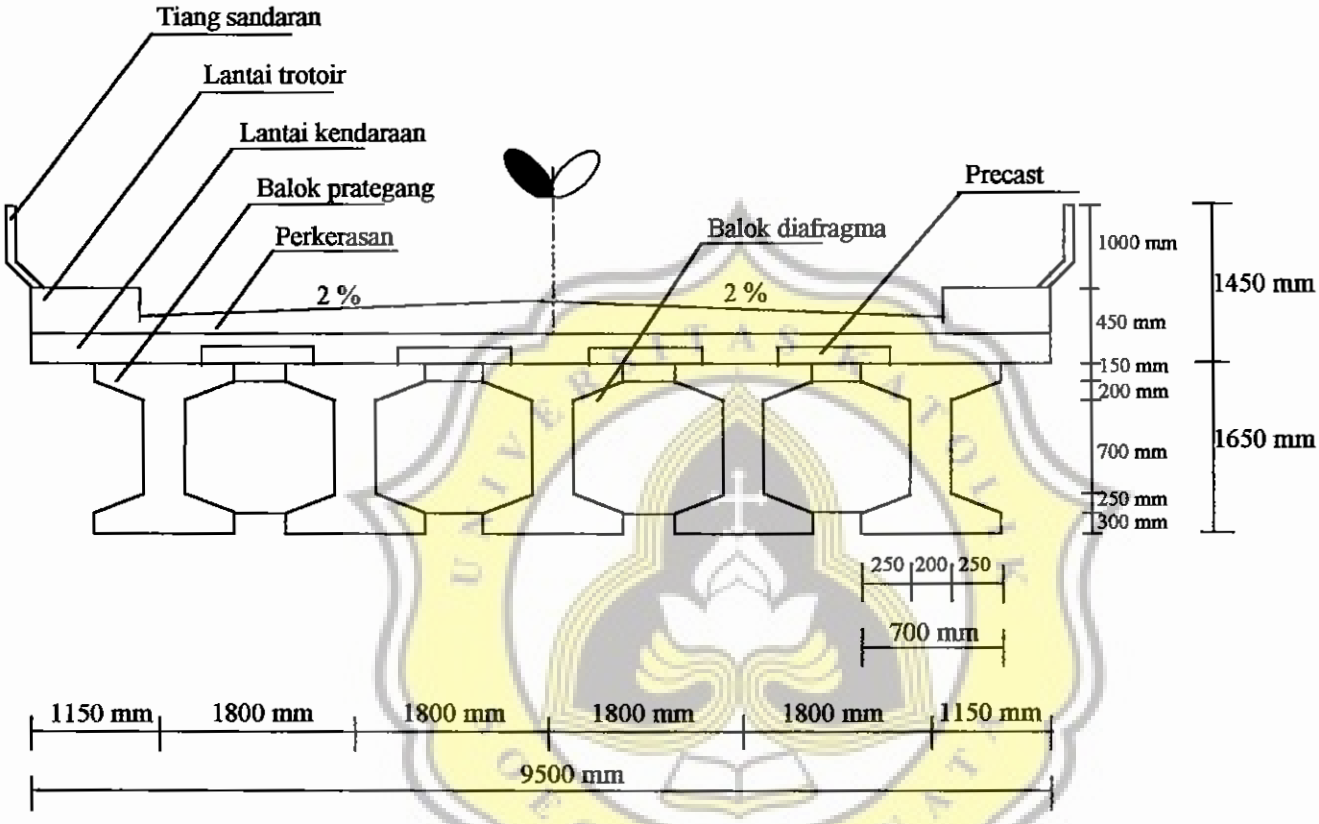
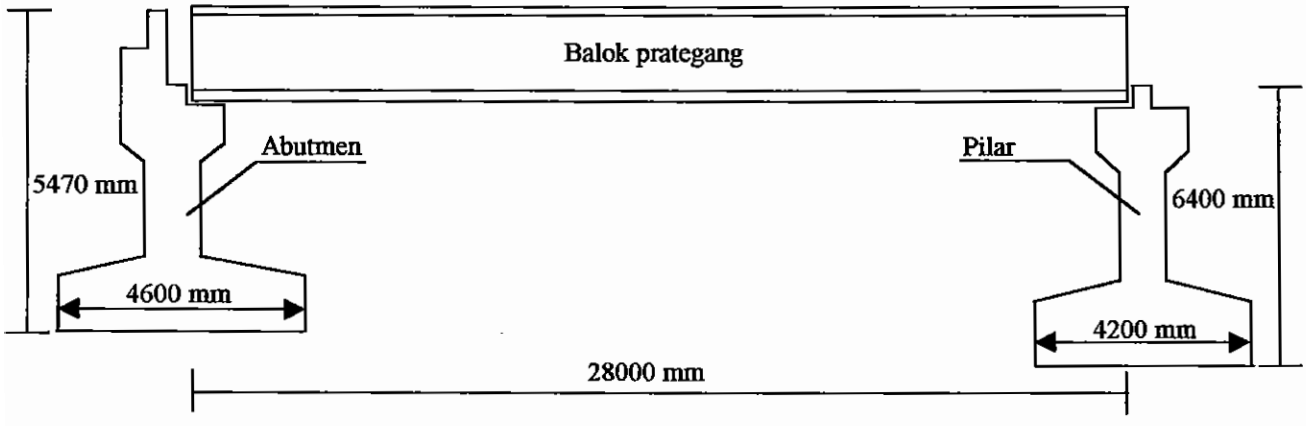
BAB III
PERHITUNGAN STRUKTUR

3.1 Perhitungan Struktur Atas

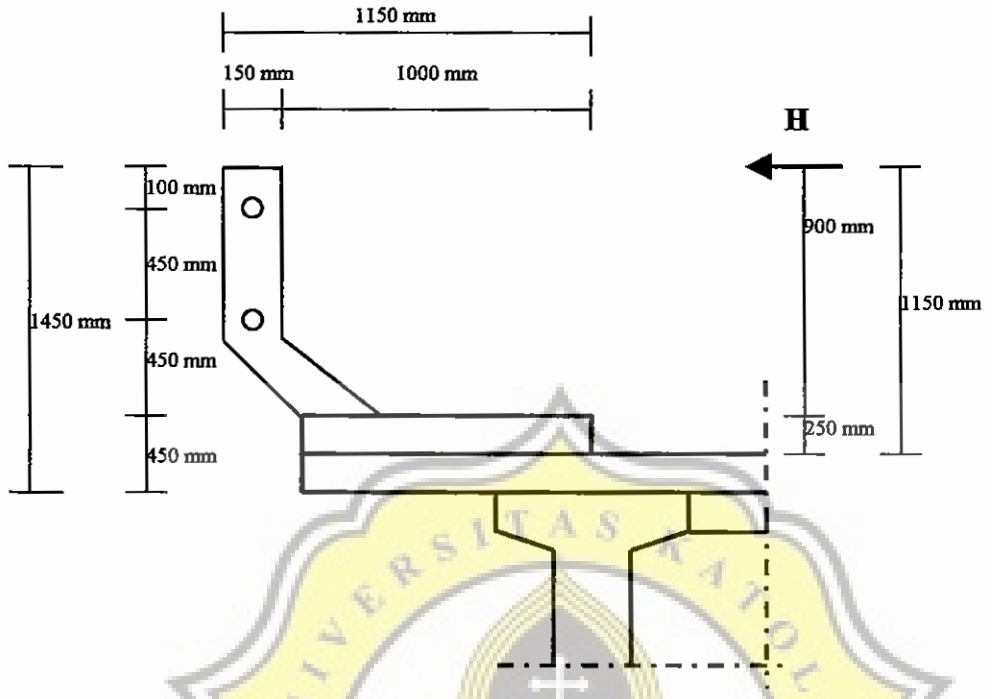


Gambar 3.1.1 Potongan Melintang Jembatan



Gambar 3.1.2 Potongan Memanjang Jembatan

3.1.1 Tiang Sandaran



Gambar 3.1.3 Tiang Sandaran

Direncanakan :

Jarak tiang sandaran (L)	:	2000 mm
Dimensi sandaran	:	150 mm × 150 mm
Mutu baja	:	f_y = 240 MPa
Mutu Beton	:	f_C' = 20 MPa
Tebal selimut beton (s)	:	30 mm
Diameter tulangan utama (ϕ_{tu})	:	ϕ 10 mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	:	ϕ 6 mm

Menurut P3JJR SKBI – 1987 (halaman 10) tiang – tiang sandaran pada setiap tepi trotoar harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horisontal sebesar 100 kg/m′ yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas lantai trotoar.

- Beban horisontal (H) = 100 kg/m′
- W_L = H × L = 100 × 2 = 200 kg

  M_L = W_L × t = 200 × 0,9 = 180 kgm

  M_u = 1,6 × M_L = 1,6 × 180 = 288 kgm

- **Penulangan tiang sandaran**

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{2,88}{0,8} = 360 \text{ kgm}$$

$f_C' = 20$ MPa

$f_y = 240$ MPa

b = 150 mm

h = 150 mm

t = 30 mm

d = h – s – ($^1/_2$ ϕtu) - ϕ sengkang

= 150 – 30 – 5 – 6 = 109 mm

$M_n = C_c \times (d - {}^a/_2)$

$= 0,85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^a/_2)$

$360 \times 10^4 = 0,85 \times 20 \times a \times 150 \times (109 - {}^a/_2)$

$360 \times 10^4 = 277950\ a - 1275\ a^2$

$1275\ a^2 - 277950\ a + 360 \times 10^4 = 0$

$a_1 = 204,17$ mm (tidak digunakam)

$a_2 = 13,83$ mm

- **Keseimbangan gaya**

$T_s = C_c$

$A_s \times f_y = 0,85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0,85 \times 20 \times 13,83 \times 150}{240}$$

$= 146,94 \text{ mm}^2$

Luas tulangan pokok 2 ϕ 12 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

- **Kontrol luas tulangan terhadap penampang**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0,75\rho_b$$

$$\rho = \frac{226}{150 \times 109} = 0,014$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times 20}{240} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + 240}$$

$$= 0{,}032$$

$\rho < 0{,}75\ \rho_b$, **OK !!!**

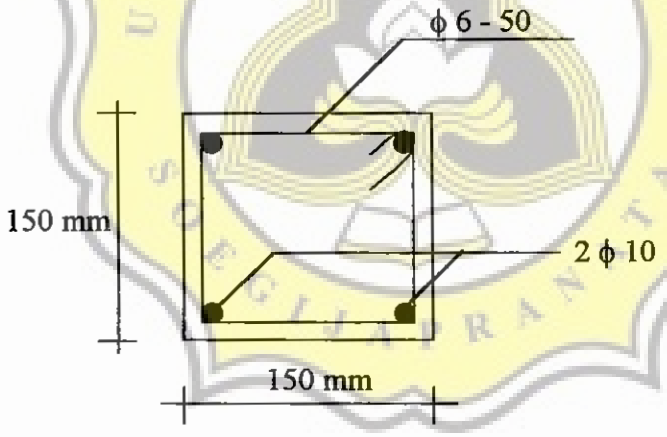
- **Menghitung tulangan sengkang**

$$S = \frac{A_s \times fy \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{28 \times 240 \times 15}{2000}$$

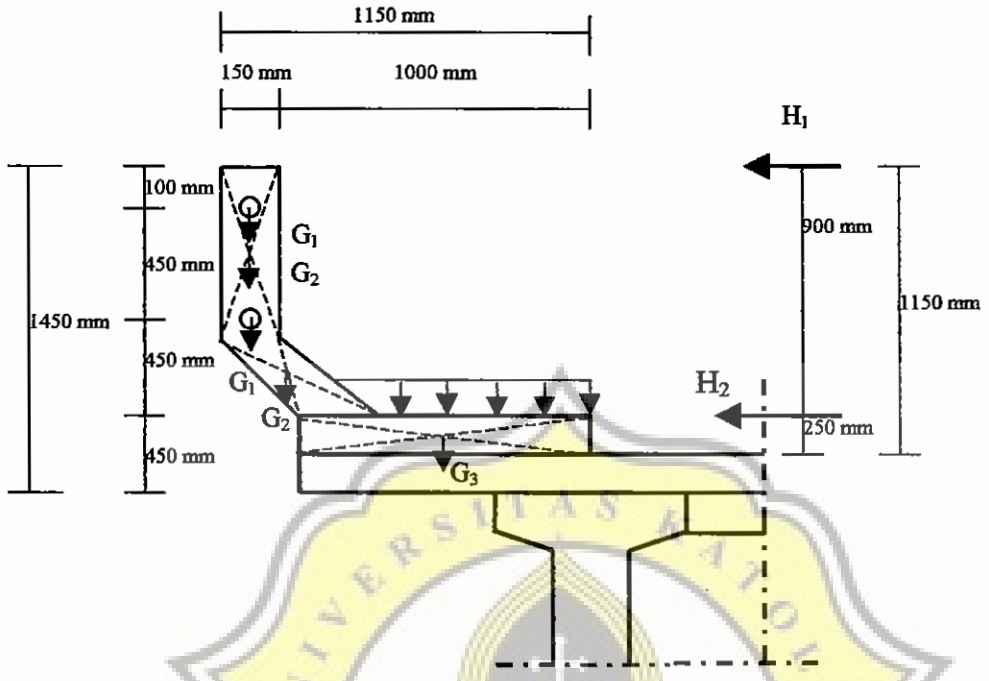
$$= 50{,}4 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang praktis ϕ 6 - 50 mm



Gambar 3.1.4 Penulangan Tiang Sandaran

3.1.2 Lantai Trotoir



Gambar 3.1.5 Lantai Trotoir

Direncanakan :

Lebar tampang (b)	:	1000 mm
Tebal (t)	:	250 mm
Mutu baja	:	f_y = 240 MPa
Mutu Beton	:	f_C' = 20 MPa
Tebal selimut beton (s)	:	30 mm
Diameter tulangan utama (ϕ_{tu})	:	ϕ12 mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	:	ϕ10 mm

Pembebanan

Beban yang diperhitungkan sesuai dengan PPPJJR SKBI – 1987 halaman 10. Ditinjau dalam 1 meter arah memanjang. Beban - beban tersebut adalah :

A. Beban hidup

a. Konstruksi trotoar harus diperhitungkan terhadap beban hidup (q) sebesar 500 kg/m′.

M = 500 × 1 × 0,25 = 125 kgm

b. Beban horisontal (H_1) sebesar 100 kg/m′ yang bekerja pada tiang sandaran setinggi 0,90 m dari lantai trotoar.

M = 100 kg/m′ × 1 m × 1,15 m = 115 kgm

c. Beban horisontal (H_2) sebesar 500 kg/m′ yang bekerja pada puncak kerb yang bersangkutan / setinggi 0,25 m bila kerb lebih dari 0,25 m.

M = 500 kg/m′ × 1 m × 0,25 m = 125 kgm

B. Beban mati

M_{G1} = 100 × 2 × (1,00 + $^{0,15}/_2$) = 370 kgm

M_{G2} = (0,15 × 0,15 × 0,65 × 0,925 × 2500) +

(0,15 × 0,15 × 0,35 × 0,925 × 2500)

= 37,27 kgm.

M_{G3} = 1 × 0,25 × 1 × 2500 × 0,125

= 78,125 kgm.

M_u = 1,2 M_L + 1,6 M_D

= (1,2 × 365) + (1,6 × 485,395)

= 1214,632 kgm

♦ **Penulangan Lantai Trotoir**

Tebal efektif plat (d)

d = h – s – ($^1/_2$ ϕ tu)

= 250 – 30 – 6 = 214 mm

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{1214,632}{0,8} = 1518,29 kgm = 15,18 \times 10^6 Nmm$$

M_n = C_c × (d – $^a/_2$)

= 0,85 × f_C' × a × b × (d – $^a/_2$)

15,183 × 10^6 = 0,85 × 20 × a × 1000 × (214 – $^a/_2$)

15,183 × 10^6 = 3,638 × 10^6 a – 8500 a^2

8500 a^2 - 3,638 × 10^6 a + 15,183 × 10^6 = 0

a_1 = 423,79 mm (tidak digunakam)

a_2 = 4,215 mm

- **Keseimbangan gaya**

$T_s = C_c$

$A_s \times f_y = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0{,}85 \times 20 \times 4{,}215 \times 1000}{240}$$

$= 298{,}6 \text{ mm}^2$

$A_{s\ min} = 0{,}25\ \% \times b \times h$

$= 0{,}25\ \% \times 1000 \times 250$

$= 625 \text{ mm}^2$

- **Jarak tulangan pokok (s)**

s maksimum = 2 × h = 2 × 250 = 500 mm

Digunakan tulangan pokok ϕ 12 - 150 ($A_s = 679 \text{ mm}^2$)

- **Kontrol luas tulangan terhadap penampang**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0{,}75\rho_b$$

$$\rho = \frac{679}{1000 \times 214} = 0{,}0032$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times f_C'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times 20}{240} \times 0{,}85 \times \frac{600}{600 + 240}$$

$= 0{,}032$

$\rho < 0{,}75\ \rho_b$, OK !!!

- **Tulangan bagi**

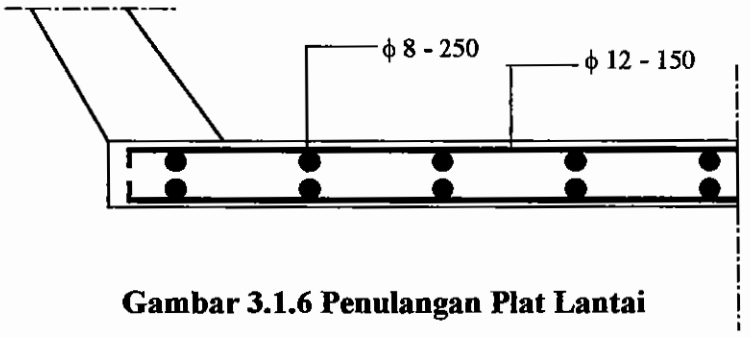
A_s tulangan bagi = 20% × A_s tulangan pokok

= 20% × 625 mm^2

= 125 mm^2

Luas tulangan bagi A_s = 125 mm^2

Digunakan tulangan bagi ϕ 8 - 250 ($A_s = 201 \text{ mm}^2$)



Gambar 3.1.6 Penulangan Plat Lantai

3.1.3 Plat Lantai Kendaraan

Gambar 3.1.7 Plat Lantai Trotoir

Direncanakan :

Mutu beton (f_C)	:	30 MPa
Mutu baja (f_y)	:	390 MPa
Tebal plat lantai	:	200 mm
Tebal plat panel	:	70 mm
Selimut beton	:	30 mm
Diameter tulangan utama (D)	:	16 mm
Diameter tulangan sengkang (D)	:	13 mm

Pembebanan

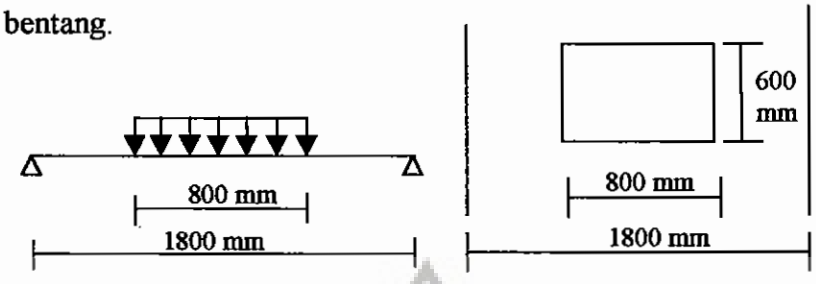
A. Beban hidup

a. Muatan T

Beban kendaraan truck yang mempunyai beban roda ganda sebesar 10 t dan keduduk seperti gambar berikut : P3JJR SKBI – 1987 hal. 5.

Selanjutnya untuk perhitungan momen – momen ditinjau dalam keadaan sebagai berikut :

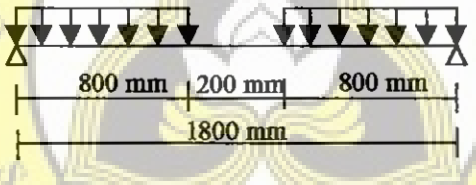
1. Ditinjau akibat satu roda yang bekerja di tengah – tengah bentang.



Gambar 3.1.8 Pembebanan Satu Roda

$$q_1 = \frac{P}{b} = \frac{10.000kg}{0,8m} = 12.500kg/m$$

2. Ditinjau akibat dua roda yang bekerja di dalam bentang (jarak antar as roda minimum 1 m).



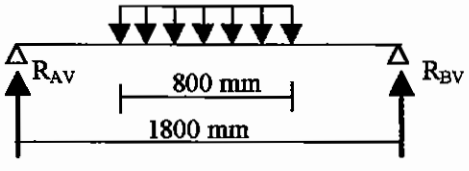
Gambar 3.1.9 Pembebanan Dua Roda

$$q_2 = \frac{q_1 \times 0,8 \times 2}{1,8} = \frac{12,500 \times 0,8 \times 2}{1,8} = 11111,11 \text{ kg/m}$$

Dari kedua kondisi diatas, maka diambil beban yang terbesar yaitu q_1 = 12.500 kg/m

Selanjutnya untuk mendapatkan nilai koefisien momen ditumpuan dan lapangan, maka dari kondisi pembebanan kesatu direduksi menjadi beban merata yang bekerja di seluruh bentang.

➢ Akibat beban merata q_1:



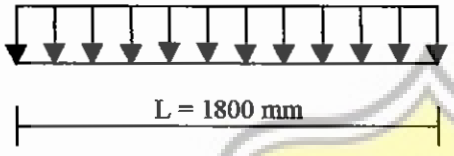
Gambar 3.1.10 Pembebanan Akibat Beban Merata

$$R_{AV} = R_{BV} = \frac{(q_1 \times 0{,}8)}{2} = \frac{(12.500 \times 0{,}8)}{2} = 5.000 \text{ kg}$$

Momen maksimum di tengah bentang :

$$M_{max} = [R_{AV} \times 0{,}9m] - [q_1 \times 0{,}4m \times 0{,}2m]$$
$$M_{max} = [5.000kg \times 0{,}9m] - [12.500 \times 0{,}4m \times 0{,}2m]$$
$$M_{max} = 3.500kgm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$$

- Akibat beban merata q:



Gambar 3.1.11 Pembebanan Akibat Beban Merata

$$M_{max} = {}^{1}/_{8} \times q \times L^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(2)$$

Persamaan (1) = persamaan (2)

$$3.500 \text{ kgm} = {}^{1}/_{8} \times q \times 1{,}8^2 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{3500 \times 8}{1{,}8^2} = 8614{,}975 \text{ kg/m}$$

b. Air hujan

q = 0,05 × 1 × 1000

= 50 kg/m

Total beban hidup (q_L) :

q_L = 8641,975 + 50

= 8.691,975 kg/m

B. Beban mati

a. Berat perkerasan = 0,05 × 1 × 2500

= 125 kg/m

b. Berat plat lantai = 0,20 × 1 × 2500

= 500 kg/m

c. Berat plat panel = 0,07 × 1 × 2500

= 175 kg/m

- **Total beban mati (q_D):**

  $q_D = 125 + 500 + 175$

  $= 800$ kg/m

- **Momen:**

  Untuk menghitung momen pada tumpuan dan lapangan digunakan koefisien momen yang terdapat pada PBI 1971 pasal 13.2 ayat 3 (g).

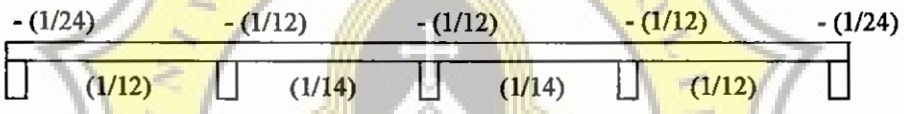
  M tumpuan ujung $= -(^1/_{24}) \times q \times L^2$

  M lapangan ujung $= (^1/_{12}) \times q \times L^2$

  M tumpuan kedua $= -(^1/_{12}) \times q \times L^2$

  M lapangan – lapangan berikutnya $= (^1/_{14}) \times q \times L^2$

  M tumpuan - tumpuan berikutnya $= -(^1/_{14}) \times q \times L^2$



Gambar 3.1.12 Momen Tumpuan - Lapangan

Untuk merencanakan tulangan dipilih memen yang terbesar pada tumpuan dan lapangan ujung.

b.1. Momen akibat bebaaan hidup

$M\ lap = M\ tump = (^1/_{12}) \times q_L \times L^2$

$= (^1/_{12}) \times 8691{,}975 \times 1{,}8^2$

$= 2346{,}83$ kgm

b. 2. Momen akibat beban mati

$M\ lap = M\ tump = (^1/_{12}) \times q_D \times L^2$

$= (^1/_{12}) \times 800 \times 1{,}8^2$

$= 216$ kgm

Momen ultimit

$M_u = 1{,}2\ M_{DL} + 1{,}6\ M_{LL}$

$= (\ 1{,}2 \times 2346{,}83\ ) + (\ 1{,}6 \times 216\ )$

$= 316{,}796$ kgm

- **Penulangan plat panel**

$M_{DL} = (^1/_{12}) \times q \times L^2$

$= (^1/_{12}) \times 800 \times 1{,}3^2$

$= 112{,}67$ kgm

$= 112{,}67 \times 10^4$ Nmm

$M_u = 1{,}2\ M_{DL}$

$= 1{,}2 \times 112{,}67 \times 10^4$

$= 135{,}20 \times 10^4$ Nmm

$$M_n = \frac{M_u}{0{,}8} = \frac{135{,}20 \times 10^4}{0{,}8} = 169 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

h = 70 mm

s = 30 mm

d = h – s – ($^1/_2$ ϕtu)

= 70 – 30 – ($^1/_2 \times 16$) = 32 mm

$M_n = C_c \times (d - {}^a/_2)$

$= 0{,}85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^a/_2)$

$169 \times 10^4 = 0{,}85 \times 30 \times a \times 1000 \times (32 - {}^a/_2)$

$169 \times 10^4 = 816000\ a - 12750\ a^2$

$12750\ a^2 - 816000\ a + 169 \times 10^4 = 0$

$a_1 = 61{,}86$ mm (tidak digunakam)

$a_2 = 2{,}14$ mm

- **Keseimbangan gaya**

$T_s = C_c$

$A_s \times f_y = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0{,}85 \times 30 \times 2{,}14 \times 1000}{390}$$

$= 139{,}9\ mm^2$

$A_{s\ min}$ = 0,25 % × b × h

= 0,25 % × 1000 × 70

= 175 mm^2

Digunakan tulangan pokok D 16 - 100 (A_s = 201 mm^2)

- **Kontrol luas tulangan terhadap penampang**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0{,}75\rho_b$$

$$\rho = \frac{175}{150 \times 32} = 0{,}0055$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times 30}{390} \times 0{,}85 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0{,}0253$$

$\rho = 0{,}75\ \rho_b$, OK !!!

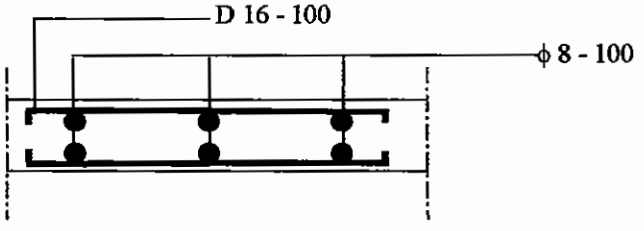
- **Tulangan bagi**

A_s tulangan bagi = 20% × A_s tulangan pokok

= 20% × 175

= 35 mm^2

Digunakan tulangan bagi ϕ 8 - 100 (A_s = 50 mm^2)



Gambar 3.1.13 Penulangan Plat Panel (precast)

- **Penulangan plat lantai kendaraan**

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = 3,95 \times 10^7\ Nmm$$

h = 200 mm

s = 30 mm

d = h – s – ($^1/_2$ ϕtu)

= 200 – 30 – ($^1/_2$ × 16) – 70 = 92 mm

M_n = C_c × (d – $^a/_2$)

= 0,85 × f_C' × a × b × (d – $^a/_2$)

$3,95 \times 10^7 = 0,85 \times 30 \times a \times 1000 \times (92 - {}^a/_2)$

$3,95 \times 10^7 = 2,346 \times 10^6\ a - 12750\ a^2$

$12750\ a^2 - 2,346 \times 10^6\ a + 3,95 \times 10^7 = 0$

a_1 = 165,25 mm (tidak digunakam)

a_2 = 18,75 mm

➢ **Keseimbangan gaya**

$T_s = C_c$

$A_s \times f_y = 0,85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0,85 \times 30 \times 18,75 \times 1000}{390}$$

= 1225,96 mm^2

$A_{s\ min}$ = 0,25 % × b × h

= 0,25 % × 1000 × 200

= 500 mm^2

➢ **Jarak tulangan pokok (s)**

s maksimum = 2 × h = 2 × 200 = 400 mm

Digunakan tulangan pokok D 16 – 125 (A_s = 1608 mm^2)

- **Kontrol luas tulangan terhadap penampang**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < 0{,}75\rho_b$$

$$\rho = \frac{1407}{1000 \times 92} = 0{,}0153$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times f_C'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$0{,}75\rho_b = 0{,}75 \times \frac{0{,}85 \times 30}{390} \times 0{,}85 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0{,}03$$

$\rho < 0{,}75\ \rho_b$, OK !!!

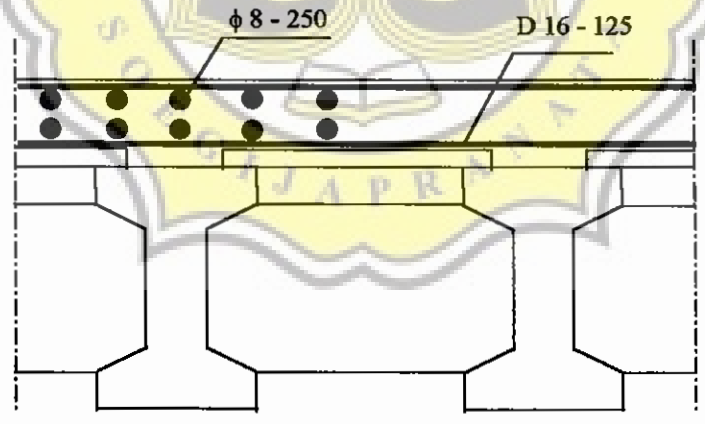
- **Tulangan bagi**

A_S tulangan bagi = 20% × A_S tulangan pokok

= 20% × 1225,96

= 245,2 mm^2

Digunakan tulangan bagi ϕ 8 - 250 (A_s = 251 mm^2)

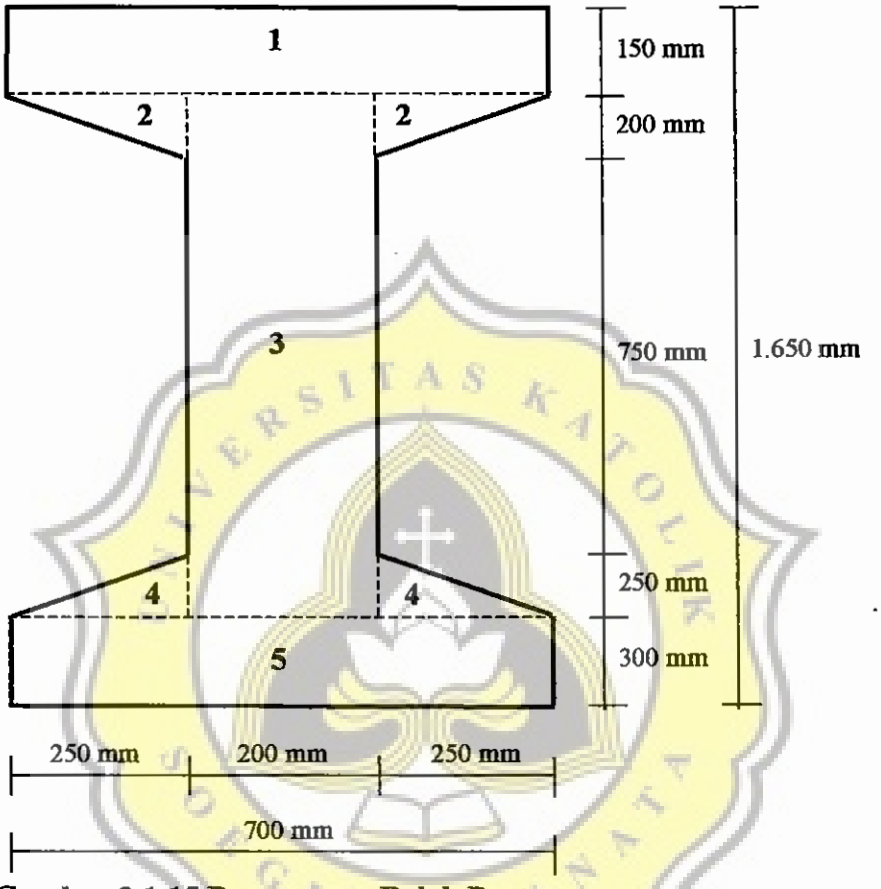


Gambar 3.1.14 Penulangan Plat Lantai Kendaraan

3.1.4 Perhitungan Balok Prategang

A. Dimensi balok prategang

Balok prategang direncanakan menggunakan balok type I dengan dimensi sebagai berikut :



Gambar 3.1.15 Penampang Balok Prategang

a. Section propertis balok prategang

Tabel 3.1.1 Section propertis balok prategang

Tampang	Luas (mm^2)	Jarak titik berat terhadap alas (mm)	Statis momen terhadap alas (mm^3)
1	105.000	1.575	165.375.000
2	50.000	1.433,33	71.666.500
3	240.000	900	216.000.000
4	625.000	383,33	23.958.125
5	210.000	150	31.500.000
Jumlah	667.500		508.499.625

1. Garis netral penampang balok prategang

$$Yb = \frac{\Sigma Sx}{\Sigma Ag} = \frac{508449625}{667500} = 761{,}797 \text{ mm}$$

$Y_a = h - Y_b = 1650 - 761{,}979 = 888{,}203$ mm

2. Momen inersia balok prategang (I_X)

$I_{X1} = [(^1/_{12}) \times 700 \times 150^3] + [\ 105000 \times (888{,}203 - {}^{150}/_2)^2]$

$= 69{,}633 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$I_{X2} = [2 \times (^1/_{36}) \times 250 \times 200^3] + [\ 50000 \times (888{,}203 - 216{,}67)^2]$

$= 22{,}659 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$I_{X3} = [(^1/_{12}) \times 200 \times 1.200^3] + [\ 240000 \times (888{,}203 - 750)^2]$

$= 33{,}384 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$I_{X4} = [2 \times (^1/_{36}) \times 250 \times 250^3] + [\ 62500 \times (761{,}797 - 383{,}33)^2]$

$= 9{,}169 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$I_{X5} = [(^1/_{12}) \times 700 \times 300^3] + [\ 210000 \times (761{,}797 - 150)^2]$

$= 80{,}177 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$\Sigma I_X = 215{,}022 \times 10^9 \text{ mm}^4$

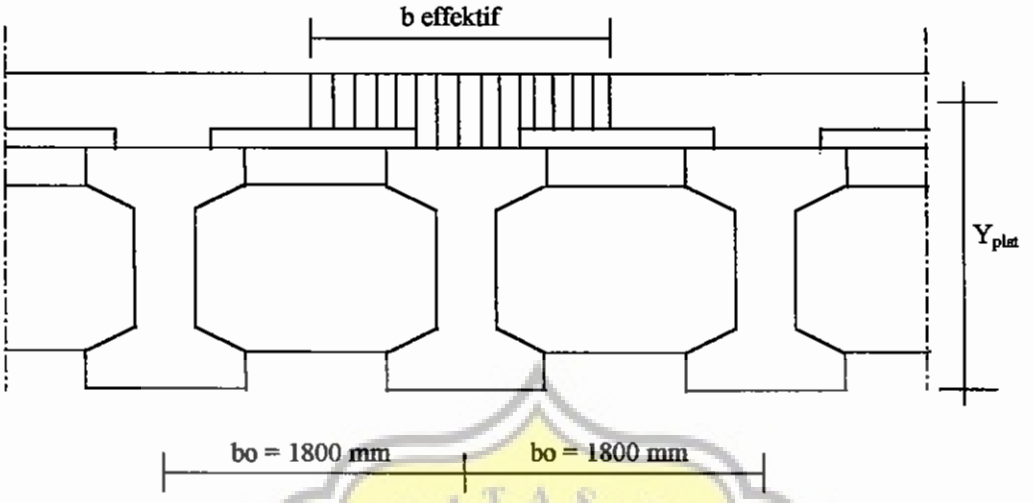
3. Jarak kern atas (K_a) dan kern bawah (K_b) penampang balok prategang

$$i^2 = balokprategang = \frac{\Sigma Ix}{\Sigma Ag} = \frac{215{,}022 \times 10^9}{667500} = 322130{,}337 \text{ mm}^2$$

$$K_a = \frac{i^2}{Y_b} = 422{,}86mm$$

$$K_b = \frac{i^2}{Y_a} = 362{,}68mm$$

b. Section propertis penampang komposit



Gambar 3.1.16 Penampang Komposit

1. Lebar efektif balok komposit (be)

$$b_{eff} = \frac{E_{c(plat)}}{E_{c(balok)}} \times b_o$$

Mutu beton plat $(f_C') = 30$ MPa

Mutu beton balok $(f_C') = 45$ MPa

$$b_{eff} = \frac{4700}{4700} \times \frac{\sqrt{30}}{\sqrt{45}} \times 1800 = 1469{,}694 \ mm$$

2. Luas penampang plat lantai kendaraan

$A_{plat} = b_{eff} \times t$

$= 1469{,}694 \times 200$

$= 293.938{,}8 \ mm^2$

3. Jarak titik berat plat lantai kendaraan terhadap alas (Y plat)

Y_{plat} = ½ (200) + 1650 =1750 mm

4. Luas penampang komposit

$Ag_{komp} = \Sigma Ag + A_{plat}$

$= 667500 + 293938{,}8$

$= 961438{,}8 \ mm^2$

5. Statis momen terhadap penampang komposit

$S_{komp} = \Sigma\ S_x + (A_{plat} \times Y_{plat})$

$= 508499625 + (293938{,}8 \times 1750)$

$= 1022892525\ mm^3$

6. Garis netral penampang komposit

$$Yb_{komp} = \frac{S_{komp}}{Ag_{komp}} = \frac{1022892525}{961438{,}8} = 1063{,}918\ mm$$

$Ya_{komp} = h_{komp} - Yb_{komp}$

$= 1850 - 1063{,}918$

$= 842{,}247\ mm$

7. Momen inersia penampang komposit

$I_{komp} = I_{balok} + Ag\,(Yb_{komp} - Yb)^2 + I_{plat} + A_{plat}\,(Ya_{komp} - {}^{t}/_{2})^2$

$= 215{,}022 \times 10^9 + 667500\,(1063{,}918 - 761{,}797)^2 +$

$({}^{1}/_{12} \times 1469{,}694 \times 200^3) + 293.938{,}8\,(786{,}082 - 100)^2$

$= 415{,}289 \times 10^9\ mm^4$

8. Jarak kern atas (K_a) dan kern bawah (K_b) penampang komposit

$$i^2_{komp} = \frac{I_{komp}}{Ag_{komp}} = \frac{415{,}289}{961438{,}8} = 413945{,}330\ mm^2$$

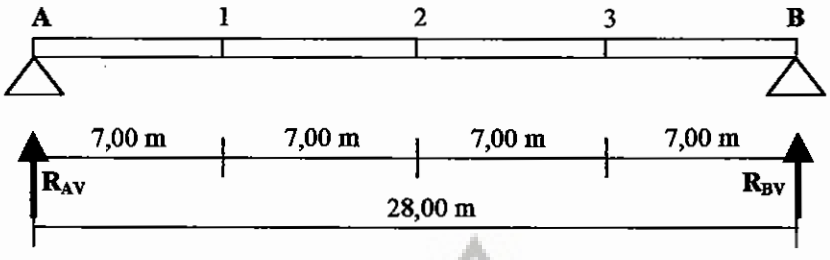
$$K_{a\ komp} = \frac{i^2_{komp}}{Yb_{komp}} = \frac{431945{,}330}{1063{,}918} = 405{,}99\ mm$$

$$K_{b\ komp} = \frac{i^2_{komp}}{Ya_{komp}} = \frac{431945{,}330}{786{,}082} = 549{,}49\ mm$$

B. Pembebanan balok prategang

Sebagai dasar perhitungan untuk balok prategang adalah beban yang bekerja pada balok tengah.

a. Beban mati



Gambar 3.1.17 Potongan Memanjang Plat Lantai Kendaraan

1. Beban merata

Aspal	= 0,05 × 1,8 × 2500	=	225,00 kg/m
Plat	= 0,20 × 1,8 × 2500	=	900,00 kg/m
Air hujan	= 0,05 × 1,8 × 1000	=	90,00 kg/m
Balok prategang	= 667500 × 10^{-6} × 2500	=	166,75 kg/m
		q_{DL} =	2883, 75 kg/m

$R_{AV} = R_{BV} = {}^1/_2 \times q_{DL} \times L$

$= {}^1/_2 \times 2883,75 \times 28$

$= 40372,5$ kg

Momen yang terjadi sejauh X meter dari A :

$M_X = [\ R_{AV} \times X\ ] - [{}^1/_2 \times q_{DL} \times X^2\ ]$

X = 0	$M_A = 0$
X = 7	M_1 = 211955,625 kgm
X = 14	M_2 = 282607,500 kgm

Gaya lintang terjadi sejauh X meter dari A :

$D_X = R_{AV} - [q_{DL} \times X\ ]$

X = 0	D_A = 40372,500 kg
X = 7	D_1 = 20186,250 kg
X = 14	$D_2 = 0$

2. Beban terpusat

Beban terpusat yang bekerja dari balok diafragma .

Berat balok diafragma $= (1,8 - 0,2) \times 0,2 \times 1,20 \times 2500$

$= 1080$ kg

Momen yang terjadi sejauh X meter dari A :

$M_X = [R_{AV} \times X] - [P \times X]$

Dalam satu bentang (28 m) terdapat 5 balok diafragma

$R_{AV} = R_{BV} = {}^1/_2 \times [5 \times 1080] = 2700$ kg

X = 0	$M_A = 0$
X = 7	$M_1 = 11340$ kgm
X = 14	$M_2 = 15120$ kgm

Gaya lintang terjadi sejauh X meter dari A :

$Dx = R_{AV} - P$

X = 0	$D_A = 1620$ kg
X = 7	$D_1 = 540$ kg
X = 14	$D_2 = 0$

b. Beban hidup

Untuk menghitung kekuatan gelagar harus digunakan beban D atau beban jalur yaitu susunan beban setiap jalur lalu – lintas yang terdiri dari beban terbagi rata q $^{ton}/_{m'}$ dan beban garis P ton per jalur (PPPJJR SKBI – 1987 halaman 7).

Panjang bentang balok L = 28,0 m

Besarnya beban q = 2,2 t/m (halaman 7)

Beban hidup per meter lebar :

$$q' = \frac{q}{2,75} \times \text{ jarak antar balok}$$

$$q' = \frac{2,2}{2,75} \times 1,8 = 1,44 \text{ t/m}$$

Angka pembagian 2,75 meter selalu tetap dan tidak tergantung pada lebar jalur lalu – lintas

Beban garis P per meter lebar menjadi :

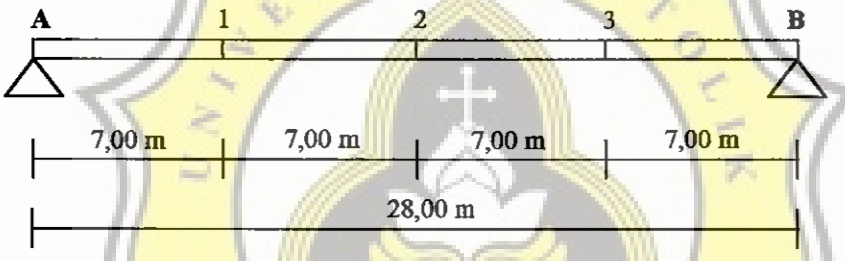
$$k = 1 + \frac{20}{50 + L}$$

$$k = 1 + \frac{20}{78} = 1{,}26$$

$$P = \frac{P}{2{,}75} \times \text{ jarak antar balok} \times \text{k}$$

$$P = \frac{12}{2{,}75} \times 1{,}8 \times 1{,}26 = 9{,}9\ \text{t}$$

Garis pengaruh akibat beban berjalan P = 1 ton



Gambar 3.1.18 Garis Pengaruh Beban Berjalan P

b.1. Garis pengaruh momen

P di A, $D_A = 1$ m

P di 1, $M_1 = \dfrac{7 \times [28 - 7]}{28} = 5{,}25\ \text{tm}$

P di 2, $M_2 = \dfrac{14 \times [28 - 14]}{28} = 7\ \text{tm}$

b.2 Garis pengaruh gaya lintang

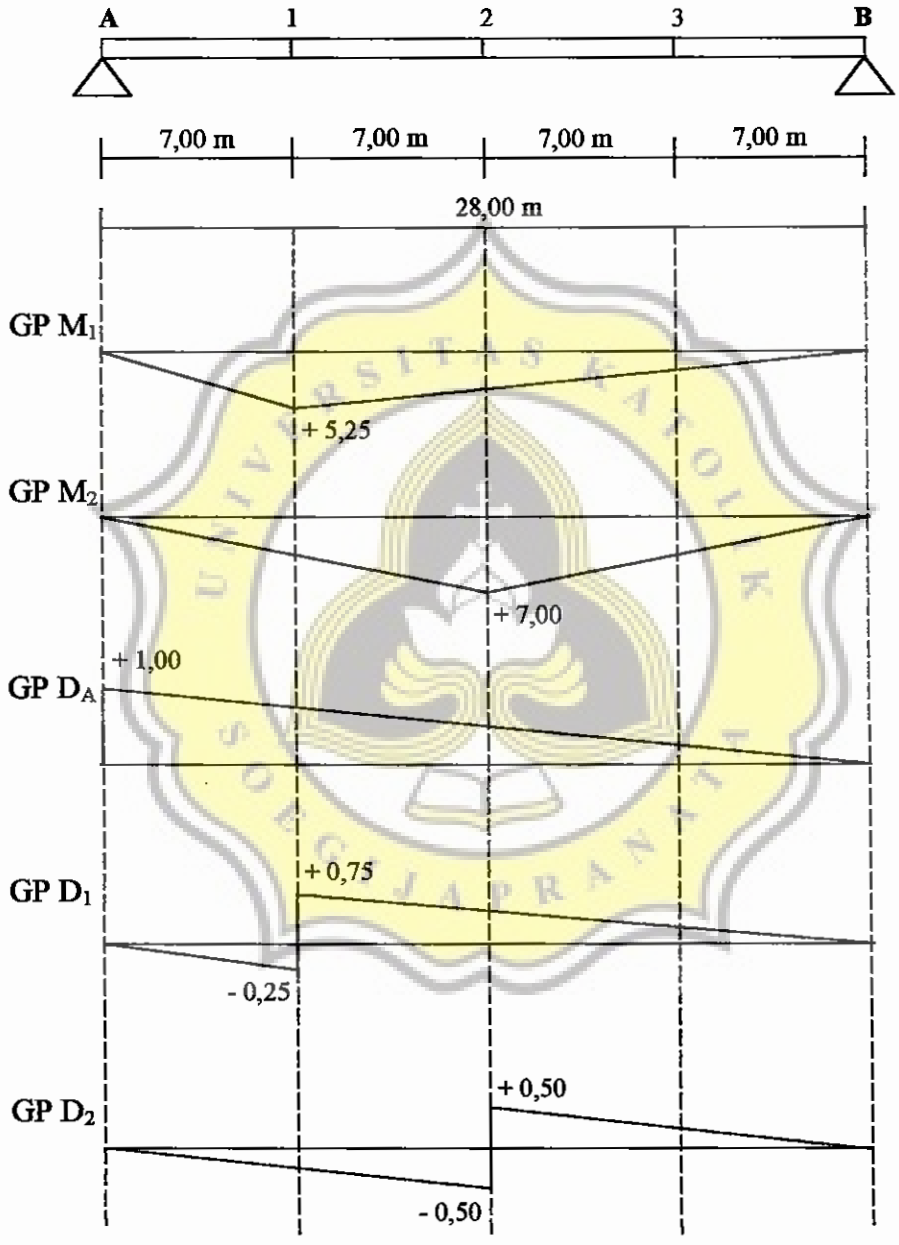
P di A, $D_A = 1$ t

P di 1, D_1 kiri $= \dfrac{[3 \times 7]}{28} = 0{,}75\ \text{t}$

D_2 knn $= \dfrac{[3 \times 7]}{28} - 1 = -0{,}25\ \text{t}$

$$P \text{ di } 2,\ D_2 \text{ kiri } = \frac{[2 \times 7]}{28} = 0{,}50\,t$$

$$D_2 \text{ knn} = \frac{[2 \times 7]}{28} - 1 = -0{,}50\,t$$



Gambar 3.1.19 Garis Pengaruh Beban M dan D

Momen yang terjadi akibat beban hidup sejauh X meter dari A

$M_A = 0$

$M_1 = [\ 9{,}90 \times 5{,}25\ ] + [\ ½ \times 5{,}25 \times 1{,}44\ ]$

$= 157{,}815$ tm

$M_2 = [\ 9{,}90 \times 7{,}00\ ] + [\ ½ \times 7{,}00 \times 1{,}44\ ]$

$= 210{,}420$ tm

Gaya lintang yang terjadi akibat beban hidup sejauh X meter dari titik A :

$D_A = 9{,}90 + [\ ½ \times 28{,}00 \times 1{,}44\ ] = 30{,}60$ t

$D_1 = [\ 9{,}90 \times (\ 0{,}75 - 0{,}25\ )\ ] + [\ (\ ½ \times 0{,}75 \times 21{,}00 \times 1{,}44\ ) - (\ ½ \times 0{,}25 \times 7{,}00 \times 1{,}44\ )\ ]$

$= 15{,}03$ t

$D_2 = [\ 9{,}90 \times (\ 0{,}50 - 0{,}50\ )\ ] + [\ (\ ½ \times 0{,}50 \times 14{,}00 \times 1{,}44\ ) - (\ ½ \times 0{,}50 \times 14{,}00 \times 1{,}44\ )\ ]$

$= 0$

c. Beban angin

Pengaruh beban angin sebesar 150 kg/m^2, beban tersebut bekerja horisontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Dalam menghitung jumlah bagian luas sisi jembatan yang terkena oleh angin disesuaikan dengan PPPJJR SKBI – 1987, halaman 13.

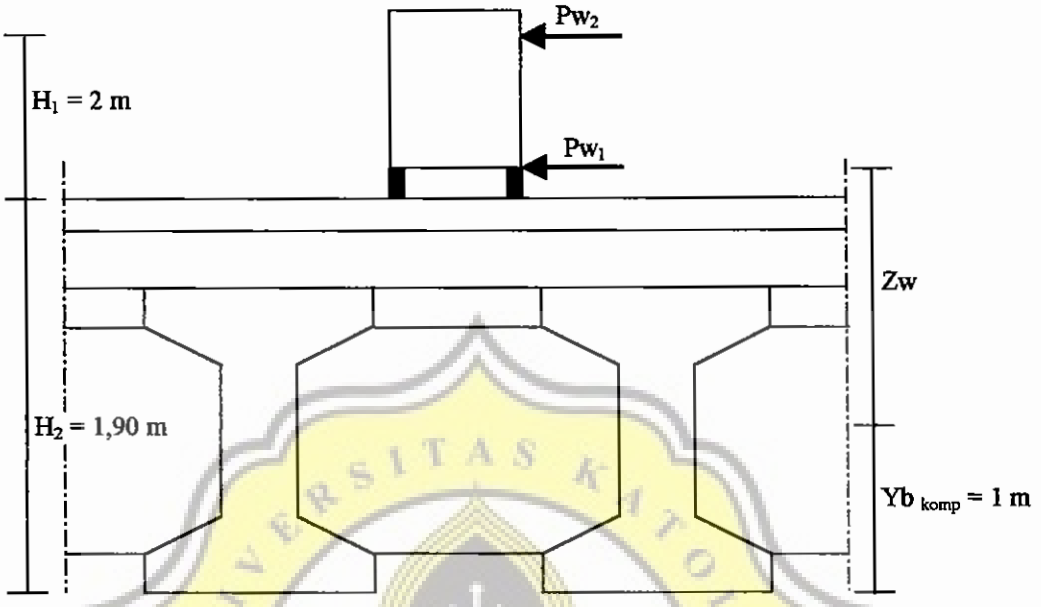
Luas bidang tekanan angin untuk keadaan beban hidup dan tipe gelagar penuh adalah :

1. Pada Jembatan

   Aw_1 = 50% terhadap luas jembatan, dimana luas bidang adalah 100% sisi jembatan yang langsung terkena angin ditambah 50% luas bidang sisi lainnya.

2. Pada kendaraan

   Aw_2 = 100% luas bidang kendaraan.



Gambar 3.1.20 Beban Angin

$Pw_1 = Aw_1 \times q \times 1$

$= [\ 50\% \times [(\ 100\% \times H_2\ ) + (\ 50\% \times H_2\ )] \times q \times 1$

$= [\ 50\% \times [(\ 100\% \times 1{,}9\ ) + (\ 50\% \times 1{,}9\ )] \times 150 \times 1$

$= 213{,}75$ kg

$Pw_2 = Aw_2 \times q \times 1$

$= [\ 100\% \times H_1\ ] \times q \times 1$

$= [\ 100\% \times 2\ ] \times 150 \times 1$

$= 300$ kg

$Pw = Pw_1 + Pw_2$

$= 213{,}75 + 300$

$= 513{,}75$ kg

$Zw = [\ 0{,}5 \times (\ H_1 + (\ 50\% \times H_2\ ))\ ] - Yb_{komp}$

$= [\ 0{,}5 \times (\ 2 + (\ 50\% \times 1{,}9\ ))\ ] - 1$

$= 1{,}425$ m

Momen luar = M_L = Zw × Pw

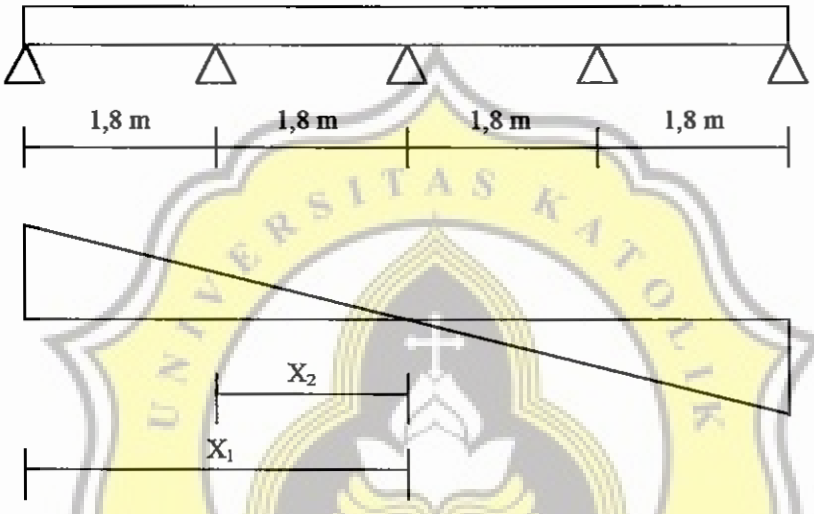
= 1,425 × 513,75

= 732,094 kgm

Momen akibat beban angin :

Momen luar (M_L) = 732,094 kgm

Momen dalam (M_d) = Momen luar (M_L)



Gambar 3.1.21 Momen Akibat Beban Angin

Untuk menentukan besarnya pengaruh angin (V) pada masing – masing gelagar , maka diambil diagaram pengaruh angin yang bekerja, sehingga besarnya pengaruh angin pada tiap – tiap gelagar yaitu :

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{X_2}{X_1}$$

$$V_2 = V_1 \times \left[\frac{X_2}{X_1}\right]$$

$$M_d = 2\left[(V_1 \times X_1) + \left(V_1 \times \frac{X_2}{X_1} \times X_2\right)\right]$$

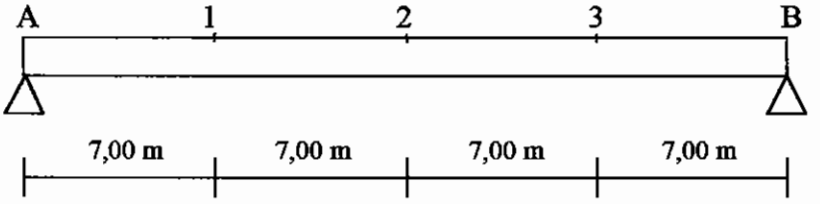
$$M_d = 2\left[(V_1 \times 3{,}6) + \left(V_1 \times \frac{1{,}8}{3{,}6} \times 1{,}8\right)\right]$$

$$M_d = 9V_1$$

$M_d = M_L$

$9\ V_1 = 732{,}094$

$V_1 = 81{,}34$ kg/m



Gambar 3.1.22 Bentang Memanjang Jembatan

$R_{AV} = R_{BV} = 0{,}5 \times V_1 \times L$

$= 0{,}5 \times 81{,}34 \times 28$

$= 1138{,}76$ kg

Momen yang terjadi di titik sejauh X meter dari A :

$M_X = [\ R_{AV} \times X\ ] - [\ 0{,}5 \times V_1 \times X^2\ ]$

$M_A = 0$

$M_1 = [\ 1138{,}76 \times 7{,}00\ ] - [\ 0{,}5 \times 81{,}34 \times 7{,}00^2\ ]$

$= 5978{,}49$ kgm

$M_2 = [\ 1138{,}76 \times 14{,}00\ ] - [\ 0{,}5 \times 81{,}34 \times 14{,}00^2\ ]$

$= 7571{,}32$ kgm

Gaya lintang yang terjadi sejauh X meter dari A :

$D_X = R_{AV} - [\ V_1 \times X\ ]$

$D_A = 0$

$D_1 = 1138{,}76 - [\ 81{,}34 \times 7{,}00\ ]$

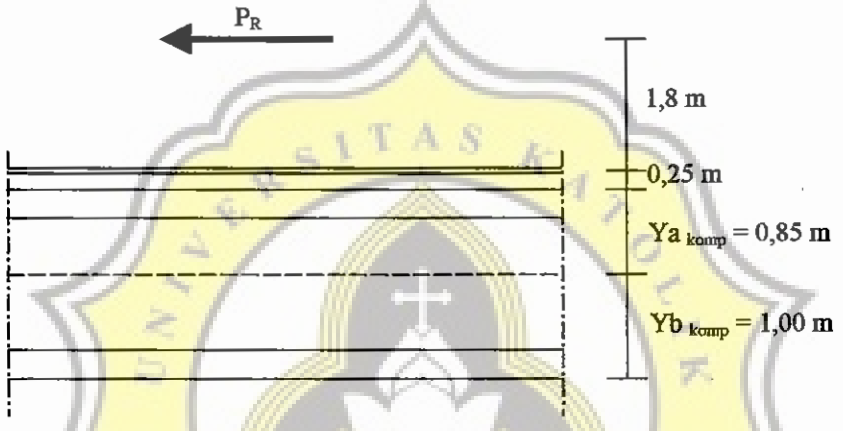
$= 569{,}38$ kg

$D_2 = 1138{,}76$ kg $- [\ 81{,}34 \times 14{,}00\ ]$

$= 0$

d. Gaya rem

Pengaruh gaya rem ini, diperhitungkan senilai 5% dari beban D tanpa dikalikan koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu – lintas yang ada dan dalam satu jurusan. Gaya rem dianggap horisontal dengan arah sumbu memanjang jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 meter di atas permukaan lantai kendaraan (PPPJJR SKBI – halaman 15).



Gambar 3.1.23 Gaya Rem dan Traksi

Akibat muatan D untuk lebar pias 1,65 m tanpa koefisien kejut diperoleh :

P = 12 ton/jalur

q = 2,2 ton /m /jalur

$$P_1 = \frac{1,65}{2,75} \times 12 = 7,2\,t$$

$$P_2 = \frac{1,65}{2,75} \times 2,2 \times 28 = 36,96\,t$$

P_R = 5% × [$P_1 + P_2$]

= 5% × [7,2 + 36,96]

= 2,208 t

Momen akibat gaya rem :

$M_R = P_R \times Z_R$

$= 2{,}208 \times 2{,}9$

$= 6{,}403$ tm

Tabel 3.1.2 Hasil Perhitungan Momen Pada Gelagar

Titik	Jarak	M_D (tm)		M_L (tm)	Ms (tm)		M total (tm)
	(m)	Merata	Terpusat	D	Angin	Rem	$1{,}2\ M_D + 1{,}6\ (M_L + Ms)$
A	0,00	0	0	0	0	6,403	10,245
1	7,00	211,956	11,340	157,815	5,978	6,403	540,269
2	14,00	282,602	15,120	210,420	7,971	6,403	716,944
3	21,00	211,956	11,340	157,810	5,978	6,403	540,269
B	28,00	0	0	0	0	6,403	10,245

Tabel 3.1.3 Hasil Perhitungan Gaya Lintang Pada Gelagar

Titik	Jarak	D_D (tm)		D_L (t)	Ds (t)		D total (t)
	(m)	Merata	Terpusat	D	Angin	Rem	$1{,}2\ D_D + 1{,}6\ (D_L + Ds)$
A	0,00	40,373	1,602	30,06	1,139	0	100,310
1	7,00	20,186	0,540	15,03	0,569	0	50,155
2	14,00	0	0	0	0	0	0
3	21,00	-20,186	-0,540	-15,03	- 0,569	0	-50,155
B	28,00	-40,373	-1,620	-30,06	- 1,139	0	-100,310

Momen yang diperhitungkan :

Momen yang diperhitungkan dalam perhitungan desain gelagar prategang adalah momen maksimum yang terjadi akibat pembebanan.

M_G = Momen akibat berat sendiri gelagar

$= 1{,}2 \times [\ ^1/_8 \times q_{BS} \times L^2\ ]$

$= 1{,}2 \times [\ ^1/_8 \times 1668{,}75 \times 28^2\ ]$

$= 19645$ kgm $= 1{,}962 \times 10^9$ Nmm

M_P = Momen prategang akibat berat sendiri balok, plat dan diafragma

= 1,2 × [($^1/_8$ × (berat balok + plat) × L^2) + momen akibat diafragma]

= 1,2 × [($^1/_8$ × (1668,75 + 900) × 28^2) + 15120]

= 320229 kgm = 3,202 × 10^9 Nmm

M_T = Momen total

= 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL}

= [1,2 × (282,608 + 15,120)] + [1,6 × (210,420 + 7,917 + 6,403]

= 716,944 tm = 7,169 × 10^9 Nmm

M_C = Momen pada penampang komposit

= $M_T - M_P$

= (7,169 × 10^9) – (3,202 × 10^9)

= 3,967 × 10^9 Nmm

C. Perhitungan gaya prategang

a. Tegangan ijin balok prategang

Mutu yang digunakan untuk beton prategang dengan kuat tekan beton (f_C') pada umur 28 hari = 45 MPa

f_{CI}' = 40,5 MPa

Tegangan ijin ditinjau dalam dua kondisi :

1. Tegangan ijin beton setelah trasfer gaya prategang (sebelum kehilangan gaya prategang)

Tekan (f') = - 0,6 × (f_{CI}')

= - 0,6 × 40,5

=- 24,3 MPa

Tarik (f') $= -0{,}25 \times \sqrt{f_{CI}'}$

$= -0{,}25 \times \sqrt{40{,}5}$

$= -1{,}60$ MPa

2. Tegangan ijin beton pada kondisi beban bekerja (setelah kehilangan gaya prategang)

Tekan (f') $= -0{,}45 \times (f_C')$

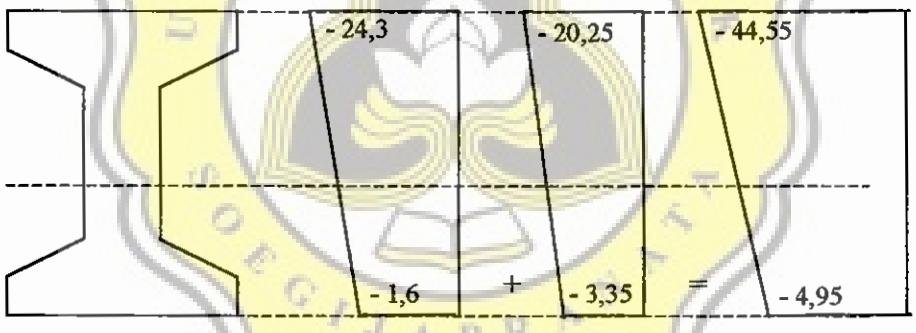
$= -0{,}45 \times 45$

$= -20{,}25$ MPa

Tarik (f') $= -0{,}5 \times \sqrt{f_C'}$

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

$= -3{,}35$ MPa



Gambar 3.1.24 Tegangan Ijin Balok Prategang

b. Perkiraan gaya prategang awal (F_O)

Perkiraan gaya prategang yang bekerja pada gelagar :

$$F = \frac{M_T}{0{,}65 \times H}$$

dengan : M_T = momen total maksimum (Nmm)

H = tinggi gelagar prategang (mm)

$$F = \frac{7{,}169 \times 10^9}{0{,}65 \times 1650} = 6{,}684 \times 10^6 \text{ N}$$

Untuk sistem post tension, kehilangan tegangan rata – rata untuk perencanaan adalah 20%.

Gaya prategang awal (F_O) yang diperlukan :

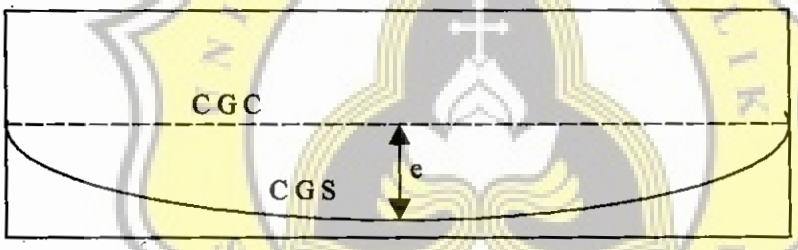
$$F_O = \frac{F}{\eta}$$

dengan : F = Gaya prategang efektif total yang bekerja pada gelagar setelah trasfer (N)

η = 100% dikurangi persetase kehilangan tegangan

$$F_O = \frac{6{,}684 \times 10^6}{0{,}8} = 8{,}355 \times 10^6 \text{ N}$$

c. Letak eksetrisitas tendon



CGC = *Centre Gravity of Concrete* (titik berat beton)

CGS = *Centre Gravity of Steel* (titik berat tendon)

Gambar 3.1.25 Letak Eksentrisitas Tendon

$$e = K_b + e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{f' \times I_{balok}}{\gamma_a \times F_o}$$

dengan : f' = tegangan ijin beton setelah transfer gaya prategang (tarik)

$$e_1 = \frac{3{,}18 \times 215{,}022 \times 10^9}{888{,}203 \times 8{,}355 \times 10^6} = 92{,}141 mm$$

$$e_2 = \frac{M_G}{F_O} = \frac{196245}{8{,}355 \times 10^6} = 234{,}883mm$$

K_b = 362,68 mm

e = 362,68 + 92,141 + 234,883

= 689,704 mm

Jarak kabel terhadap serat beton bawah = Yb – e

= 761,797 – 689,704

= 72,093 mm

Perkiraan letak kabel terhadap serat beton bawah minimal :

$^1/_{10}$ H = $^1/_{10}$ × 1650 = 165 mm

Jarak kabel terhadap serat lentur beto direncanakan 200 mm

Eksentrisitas (e) = Yb – 200

= 761,797 – 200

= 561,797 mm

d. Gaya prategang yang dibutuhkan [F dan F_O]

$$F = \frac{M_P + (m_b \times M_C)}{e + Ka}$$

dengan : F = gaya prategang efektif (n)

M_P = momen akibat berat balok prategang plat balok Diafragma (Nmm)

M_C = momen yang bekerja pada penampang komposit

= $3{,}878 \times 10^9$ Nmm

$$m_b = \frac{I_{balok}/Yb}{I_{komp}/Yb_{komp}} = \frac{(215{,}022 \times 10^9)/761{,}797}{(415{,}289 \times 10^4)/1063{,}918} \times 7{,}753 = 0{,}723$$

$$F = \frac{3{,}202 \times 10^9 + [0{,}723 \times 3{,}967 \times 10^9)}{561{,}797 + 422{,}86} = 6{,}165 \times 10^6 \text{ N}$$

Gaya prategang awal (F_O)

$$F_O = \frac{F}{\eta}$$

$$= \frac{6{,}165 \times 10^6}{0{,}8}$$

$$= 7{,}706 \times 10^6 \text{ N}$$

e. Kontrol terhadap luas penampang

$$A = \frac{F_O}{f_b}\left[1 + \frac{e - (M_C / F_O)}{K_a}\right]$$

dengan : fb = tegangan serat bawah (MPa)

$fb \leq 0{,}6 \times f_{CI}'$

$$A = \frac{7{,}706 \times 10^6}{0{,}6 \times 40{,}5} \times \left[1 + \frac{561{,}797 - [(1{,}962 \times 10^9) \div (7{,}706 \times 10^6)]}{422{,}86}\right]$$

$= 547493{,}352 \text{ mm}^2 < Ag$ (OK!)

f. Kontrol tegangan

1. Kondisi awal, balok prategang dengan beban sebagai berikut :

Gaya prategang awal [F_O] $= 7{,}706 \times 10^6$ N

Momen yang bekerja [M_g] $= 1{,}962 \times 10^9$ Nmm

$$fa = \left[-\frac{F_O}{Ag}\right] + \frac{F_O \times e \times Ya}{I_X} - \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fa = \left[-\frac{7{,}706 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] + \left[\frac{7{,}706 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{1215{,}022 \times 10^9}\right]$$

$$- \frac{[1{,}962 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

$= -1{,}77$ MPa

$$fb = \left[-\frac{F_O}{Ag}\right] - \frac{F_O \times e \times Ya}{I_X} + \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fb = \left[-\frac{7{,}706 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] - \left[\frac{7{,}706 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{194{,}898 \times 10^9}\right]$$

$$+ \frac{[1{,}962 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

= - 21,32 MPa

2. Kondisi akhir yaitu setelah kehilangan tegangan, balok prategang dengan beban sebagai berikut :

Gaya prategang efektif (F) = 0,8 × F_O

= 0,8 × 7,706 × 10^6

= 6,165 × 10^6 N

Momen yang bekerja (M_G)= 1,962 × 10^9 Nmm

$$fa = \left[-\frac{F}{Ag}\right] + \frac{F \times e \times Ya}{I_X} - \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fa = \left[-\frac{6{,}165 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] + \left[\frac{6{,}165 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{215{,}022 \times 10^9}\right]$$

$$- \frac{[1{,}962 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

= - 3,03 MPa

$$fb = \left[-\frac{F}{Ag}\right] - \frac{F \times e \times Ya}{I_X} + \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fb = \left[-\frac{6{,}165 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] - \left[\frac{6{,}165 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{215{,}022 \times 10^9}\right]$$

$$+ \frac{[1{,}962 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

= - 15,44 MPa

3. Setelah penempatan balok diafragma dan plat lantai kendaraan dicor, balok prategang dengan beban sebagai berikut :

   Gaya prategang efektif (F) = 6,165 × 10^6 N

   Momen yang bekerja = momen pada balok akibat berat sendiri balok, plat dan balok diafragma (Nmm)

   M_P = 3,202 × 10^9 Nmm

$$fa = \left[-\frac{F}{Ag}\right] + \frac{F \times e \times Ya}{I_X} - \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fa = \left[-\frac{6{,}165 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] + \left[\frac{6{,}165 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{215{,}022 \times 10^9}\right]$$

$$- \frac{[3{,}202 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

$$= -8{,}16 \text{ MPa}$$

$$fb = \left[-\frac{F}{Ag}\right] - \frac{F \times e \times Ya}{I_X} + \frac{M_G \times Ya}{I_X}$$

$$fb = \left[-\frac{6{,}165 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4}\right] - \left[\frac{6{,}165 \times 10^6 \times 561{,}797 \times 888{,}203}{215{,}022 \times 10^9}\right]$$

$$+ \frac{[3{,}202 \times 10^9 \times 888{,}203]}{215{,}022 \times 10^9}$$

$$= -10{,}32 \text{ Mpa}$$

4. Setelah beban hidup bekerja, balok komposit dengan beban sebagai berikut :

   Momen yang bekerja = momen akibat beban hidup (M_{LL})

   = 1,6 × [210,420 + 7,971 + 6,403]

   = 359,6704 tm = 3,6 × 10^9 Nmm

$$f_{aa} = -\frac{M_{LL} \times Ya_{komp}}{I_{komp}}$$

$$= -\frac{3{,}6 \times 10^9 \times 786{,}082}{415{,}289 \times 10^9}$$

$$= -6{,}81 \text{ MPa}$$

$$f_{bb} = \frac{M_{LL} \times Y_{b\,komp}}{I_{komp}}$$

$$= \frac{3{,}6 \times 10^9 \times 1063{,}918}{415{,}289 \times 10^9}$$

$$= 9{,}22 \text{ MPa}$$

Mencari f_{tb} menggunakan rumus perbandingan segitiga :

$$\frac{f_{tb}}{f_{aa}} = \frac{[Ya_{komp} - t_{plat}]}{Ya_{komp}}$$

$$f_{tb} = \frac{[786{,}082 - 200] \times [-6{,}81]}{786{,}082}$$

$$f_{tb} = -5{,}08 MPa$$

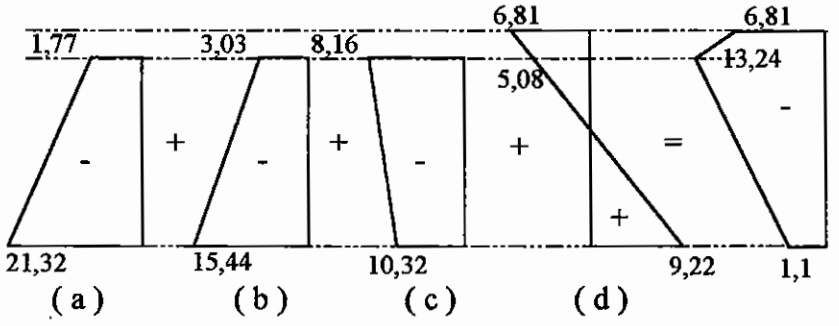
5. Kombinasi tegangan yang terjadi:

f_a total = f_{aa} = -6,81MPa

f_b total = - 5,08 – 8,16 = - 13,24 MPa

f_{tb} = 9,22 – 10,32 = - 1,10 MPa

Diagram tegangan pada gelagar komposit jembatan :



Gambar 3.1.26 Kombinasi Tegangan Pada Gelagar Komposit

dengan : (a) = kondisi awal (1)

(b) = setelah kehilangan tegangan (2)

(c) = setelah penempatan balok diafragma ada plat lantai kendaraan dicor (3)

(d) = setelah beban hidup bekerja (4)

(e) = kombinasi tegangan (5)

D. Perhitungan jumlah tendon

a. Jumlah tendon

Digunakan kawat (strands) *Uncoated Seven Wire Super Strand* ASTM A-416, grade 270 *low Relaxation*

1. Diameter nominal : 12,7 mm
2. Luas nominal strand : 100 mm^2
3. Kuat tarik minimum : 1840 MPa
4. Tegangan putus : 184 KN

Digunakan angkur hidup VSL tipe E5 – 19 dengan jumlah strand 13 untuk 1 tendon.

Luas tampang tendon = 13 × 100 = 1300 mm^2

Beban putus 1 tendon = 1300 × 1840 = 2392000 N

Jumlah tendon yang dibutuhkan :

$$N_1 = \frac{Fo}{80\,\% \times 2392000} = \frac{7{,}706 \times 10^6}{1913600} = 3{,}906 \approx 4\,buah$$

$$N_2 = \frac{F}{70\,\% \times 2392000} = \frac{6{,}165 \times 10^6}{1674400} = 3{,}582 \approx 4\,buah$$

b. Daerah aman tendon

Batas atas = $Yb_{komp} + Ka_{komp} - a_1$

Batas bawah = $Yb - Kb - a_2$

$$a_1 = \frac{M_T}{F}$$

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

Tabel 3.1.4 Daerah Aman Tendon

Titik	Jarak (mm)	M_G (Nmm)	M_T (Nmm)	M_T/F (mm)	M_G/F_O (mm)	Batas atas (mm)	Batas bawah (mm)
A	0	0	$102,45 \times 10^6$	16,618	0	1453,290	399,117
1	1000	$270,34 \times 10^6$	$1068,38 \times 10^6$	173,298	35,082	1291,610	364,035
2	2000	$520,65 \times 10^6$	$1969,46 \times 10^6$	139,458	67,564	1150,450	331,553
3	3000	$750,94 \times 10^6$	$2796,22 \times 10^6$	453,564	97,449	1016,344	301,668
4	4000	$961,20 \times 10^6$	$3553,48 \times 10^6$	576,396	124,734	893,512	274,383
5	5000	$1151,44 \times 10^6$	$4241,07 \times 10^6$	687,927	149,421	781,981	249,696
6	6000	$1321,65 \times 10^6$	$4853,87 \times 10^6$	787,327	171,509	682,581	227,608
7	7000	$1471,84 \times 10^6$	$5402,69 \times 10^6$	876,349	190,999	593,559	208,118
8	8000	$1602,00 \times 10^6$	$5863,76 \times 10^6$	951,137	207,890	518,771	191,227
9	9000	$1712,14 \times 10^6$	$6260,21 \times 10^6$	1015,444	222,183	454,464	176,934
10	10000	$1802,25 \times 10^6$	$6582,19 \times 10^6$	1067,671	233,876	402,237	165,241
11	11000	$1872,34 \times 10^6$	$6834,80 \times 10^6$	1108,646	242,976	361,262	156,145
12	12000	$1922,40 \times 10^6$	$7017,31 \times 10^6$	1138,250	249,468	331,658	149,649
13	13000	$1952,44 \times 10^6$	$7125,81 \times 10^6$	1155,849	253,366	314,059	145,751
14	14000	$1962,45 \times 10^6$	$7169,44 \times 10^6$	1162,926	254,665	306,982	144,452

c. Trase tendon

$$e = \frac{(2e_2 - 4e_3 + 2e_1)}{L^2} \times X^2 + \frac{(4e_3 - e_2 - 3e_1)}{L} \times X + e_1$$

Kabel 1 dan 2

e_1 = 689,704 –500 = 189,704 mm

e_3 = 689,704 –150 = 539,704 mm

$e_1 = e_2$ = 189,704 mm

e = $-1,7857 \times 10^{-6} \times X^2 + 0,05 \times X + 189,704$

X = 0	mm	maka	e = 189,704 mm
X = 1000	mm	maka	e = 237,918 mm
X = 2000	mm	maka	e = 282,561 mm
X = 3000	mm	maka	e = 323,633 mm
X = 4000	mm	maka	e = 361,133 mm
X = 5000	mm	maka	e = 395,062 mm
X = 6000	mm	maka	e = 425,419 mm
X = 7000	mm	maka	e = 452,205 mm
X = 8000	mm	maka	e = 475,419 mm
X = 9000	mm	maka	e = 495,062 mm
X = 10000	mm	maka	e = 511,134 mm
X = 11000	mm	maka	e = 523,634 mm
X = 12000	mm	maka	e = 532,563 mm
X = 13000	mm	maka	e = 537,921 mm
X = 14000	mm	maka	e = 539,707 mm

Kabel 3 dan 4

e_1 = 189,704 – 900 = - 710,296 mm

e_3 = 539,704 –150 = 389,704 mm

$e_1 = e_2$ = - 710,296 mm

$e = -5{,}6122 \times 10^{-6} \times X^2 + 0{,}1571 \times X - 710{,}296$

X = 0	mm	maka	e = - 710,296 mm
X = 1000	mm	maka	e = - 558,808 mm
X = 2000	mm	maka	e = - 718,545 mm
X = 3000	mm	maka	e = - 289,506 mm
X = 4000	mm	maka	e = - 171,691 mm
X = 5000	mm	maka	e = - 65,101 mm
X = 6000	mm	maka	e = 30,265 mm
X = 7000	mm	maka	e = 114,406 mm
X = 8000	mm	maka	e = 187,323 mm

X = 9000 mm maka e = 249,016 mm

X = 10000 mm maka e = 299,484 mm

X = 11000 mm maka e = 338,728 mm

X = 12000 mm maka e = 366,747 mm

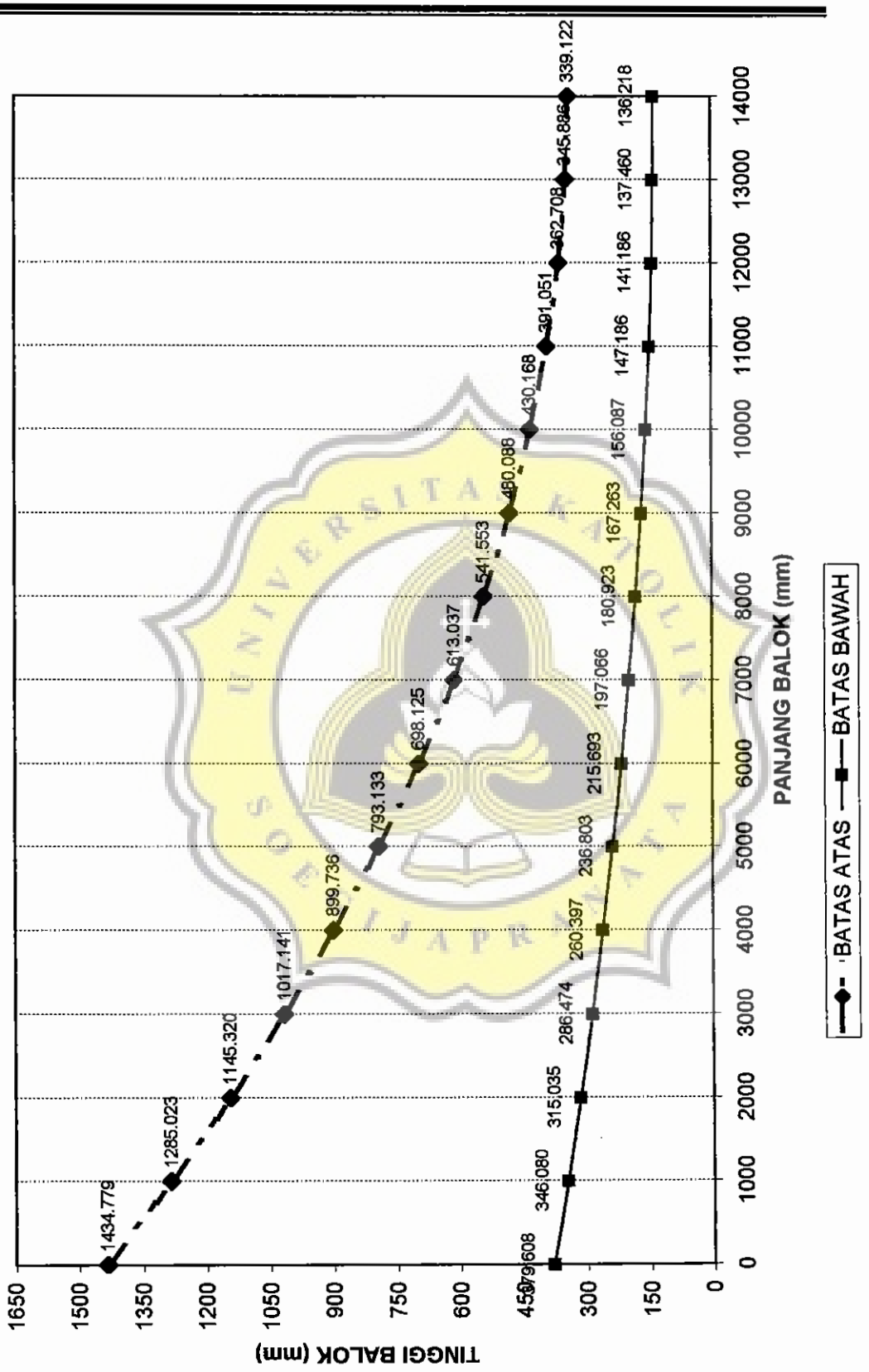
X = 13000 mm maka e = 383,542 mm

X = 14000 mm maka e = 389,113 mm

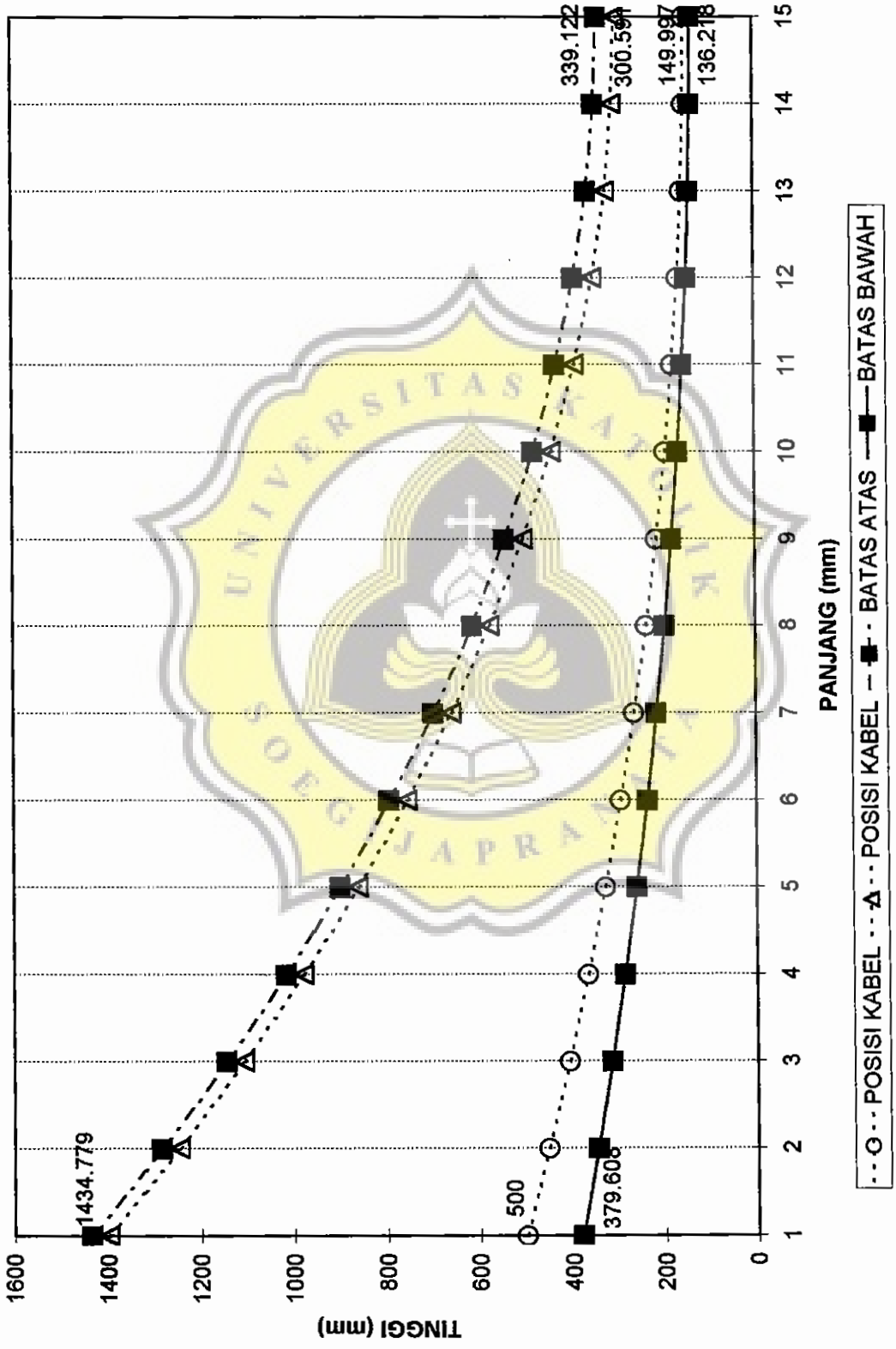
Tabel 3.1.5 Trase Tendon

Ket	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000
	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi
1 & 2	500	451,786	407,143	366,071	328,571	294,642	264,285
3 & 4	1400	1248,512	1108,249	979,210	861,395	754,805	659,439

7000	8000	9000	10000	11000	12000	13000	14000
Yi	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi	Yi
237,499	214,285	194,642	178,570	166,070	157,141	151,783	149,997
575,298	502,381	440,688	390,220	350,976	322,957	306,162	300,591



Gambar 3.1.28
Batas Daerah Aman Tendon



Gambar 3.1.27
Daerah Aman Tendon

E. Kehilangan gaya prategang

a. Akibat perpendekan elastis beton (Δf_S)

$$\Delta f_S = \frac{n \times F_{PO}}{Ag}$$

$$\%\Delta f_S = \frac{\Delta f_S}{f_O} \times 100\%$$

dengan : n = rasio modulus elastis strand dan beton (MPa)

$$= \frac{E_S}{E_C} = \frac{2 \times 10^5}{4730 \times \sqrt{45}} = 6{,}30 \text{ MPa}$$

F_{PO} = gaya yang diterima oleh tendon lainnya (N)

= (jumlah tendon – 1) × A_S × f_O

$$= (4 - 1) \times (13 \times 100) \times \left[\frac{7{,}706 \times 10^6}{4 \times 13 \times 100}\right]$$

= 5,780 × 10^6 N

A_S = luas nominal strand dalam 1 tendon (mm^2)

f_O = tegangan yang diterima oleh tiap tendon (MPa)

$$\Delta f_O = \frac{6{,}30 \times 5{,}780 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4} = 54{,}553 \text{ MPa}$$

$$\%\Delta f_S = \frac{54{,}553}{1481{,}923} \times 100\% = 3{,}68\%$$

b. Akibat rangkak beton

$C_R = K_{cr} \times n \times [f_{cir} - f_{cds}]$

$$\%C_R = \frac{C_R}{f_O} 100\%$$

dengan : f_{cir} = tegangan beton akibat gaya prategang (MPa)

$$= \frac{F}{Ag} + \frac{F \times e^2}{I_{komp}} - \frac{M_G \times e}{I_{komp}}$$

$$= \frac{6{,}615 \times 10^6}{66{,}750 \times 10^4} + \left[\frac{6{,}165 \times 10^6 \times 561{,}797}{415{,}289 \times 10^9}\right]$$

$$- \left[\frac{1{,}962 \times 10^9 \times 561{,}797}{415{,}289 \times 10^9}\right]$$

= 6,590 MPa

f_{cds} = tegangan beton akibat beban mati setelah diberi gaya prategang (MPa)

$$= \frac{M_P \times e}{I_{komp}}$$

$$= \frac{3{,}202 \times 10^9 \times 561{,}797}{415{,}489 \times 10^9} = 4{,}332 \text{ MPa}$$

k_{cr} = 1,6 untuk struktur pasca tarik

C_R = 1,6 × 6,30 × [6,590 – 4,332]

= 22,761 MPa

$$\%C_R = \frac{22{,}761}{1481{,}923} \times 100\%$$

= 1,536 %

c. Akibat penyusutan beton

$$SH = 8{,}2 \times 10^6 \times K_{sh} \times E_S \times \left[1 - 0{,}06 \times \frac{V}{S}\right] \times (100 - RH)$$

$$\%SH = \frac{SH}{f_o} \times 100\%$$

dengan : K_{SH} = 0,58, untuk beton *post tensionned* dengan waktu tunggu dihitung saat beton mengeras sampai dengan gaya prategang dilakukan = 30 hari

V = Ag × L

= 66,750 × 10^4 × 28000

= 18,69 × 10^9 mm^3

S = luas penampang

$= (2 \times 66{,}750 \times 10^4) + (2 \times 150 \times 28000) +$

$(2 \times \left(\sqrt{250^2 + 200^2}\right) \times 28000) + (2 \times 750 \times 28000)$

$+ (2 \times \left(\sqrt{250^2 + 250^2}\right) \times 28000) + (2 \times 750 \times 28000)$

$+ (2 \times 700 \times 28000)$

$= 1{,}45 \times 10^9 \text{ mm}^2$

RH = kelembaban relatif = 75

$$SH = 8{,}2 \times 10^{-6} \times 0{,}58 \times 2 \times 10^5 \times \left(1 - 0{,}06 \times \frac{18{,}69 \times 10^9}{1{,}45 \times 10^9}\right) \times (100 - 75)$$

$= 16{,}167$ MPa

$$\%SH = \frac{16{,}167}{1481{,}923} \times 100\%$$

$= 1{,}091$ %

d. Akibat perlemahan baja

RE = $[K_{re} - (J \times (SH + C_R + \Delta f_S))] \times C$

dengan : Kre, J dan C dari tabel 4-5 dan 4-6 T.Y Lin halaman 90

Kre = 136,571 MPa

J = 0,1486

$$f_{pi} = \frac{F_O}{A_S} = \frac{7{,}1625}{4 \times 100} = 1377{,}404 MPa$$

f_{pu} = 1840 MPa

$$\frac{f_{p_i}}{f_{pu}} = \frac{1377{,}404}{1840} = 0{,}75$$

C = 1,45

RE = [136,571 – (0,1486 × (16,167 + 68,738 + 59,072)) × 1,45]

= 115,176 MPa

$$\%RE = \frac{RE}{f_o} \times 100\%$$

$$= \frac{115,176}{1481,923} \times 100\% = 7,772\%$$

Kehilangan gaya prategang total :

Δt = 54,553 + 22,761 + 16,167 + 115,176

= 208,657 MPa < 354 (ACI – ASCE halaman 104) OK

Δt = % Δf_S + %CR + %SH + %RE

= 3,68 % + 1,536 % + 1,091 % + 7,772 %

= 14,079 % < 20 % (OK)

F. Penulangan balok prategang

a. Tulangan geser

Dari perhitungan gaya lintang untuk tiap segmen didapat :

Tabel 3.1.6 Perhitungan Gaya Lintang

Titik	Jarak	D_D (t)		D_L (t)	D_S (t)		Total (t)
	(m)	Merata	Terpusat	D	Angin	Rem	1,2 D_D + 1,6 (D_L+D_S)
A	0,00	40,373	1,620	30,06	1,139	0	100,31
1	3,50	30,279	1,620	22,55	0,854	0	75,23
2	7,00	20,187	0,540	15,03	0,569	0	50,16
3	10,50	10,093	0,540	7,52	0,285	0	25,08
4	14,00	0	0	0	0	0	0

Jarak tulangan geser :

$$s = \frac{A_S \times f_y \times h}{V_S}$$

dengan : A_S = luas tulangan sengkang

= dipakai tulangan Ø 10 mm

= 54 mm^2

V_S = kuat geser yang diberikan sengkang

= $V_U - V_C$

V_U = kuat geser rencana gaya lintang pada titik yang itinjau

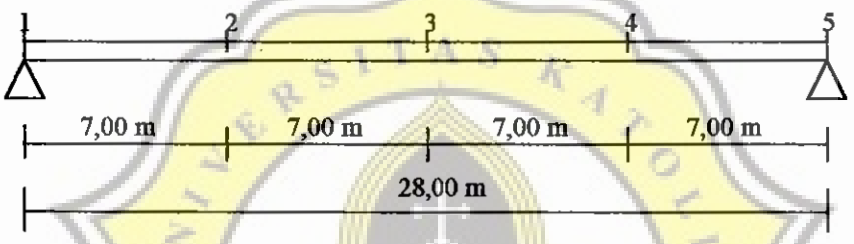
V_C = kuat geser pada tendon prategang

= F sin ø

F = gaya prategang efektif

= $6{,}165 \times 10^6$ N

ø = sudut kemiringan garis singgung tendon



Gambar 3.1.29 Bentang Jembatan

Jarak tulangan geser (sengkang) dapat dihitung dengan rumus :

$$S = \frac{A_s \times fy \times h}{V_s}$$

dengan : A_S = luas tulangan sengkang

= dipakai tulangan $\phi 10$ ($A_S = 157{,}08$ mm^2)

fy = mutu baja = 390 MPa

h = tinggi gelagar = 1650 mm

V_S = kuat gesr yang diberikan sengkang

= $V_U - V_C$

V_U = kuat geser rencana gaya lintang pada titik yang ditinjau

V_C = kuat geser pada tendon prategang

= F sin θ

F = gaya prategang efektif = $6{,}165 \times 10^6$ N

θ = sudut kemiringan garis singgung tendon

Tabel 3.1.7 Jarak Sengkang

Titik	Jarak X (mm)	Sudut miring θ	Sin θ	Gaya geser rencana V_U (N)	Gaya geser tendon V_C (N)	Gaya geser sengkang V_S (N)	Jarak sengkang S (mm)
A	0	0	0	$100{,}31 \times 10^4$	0	$100{,}31 \times 10^4$	75
1	3500	0,010	0,0002	$75{,}23 \times 10^4$	1290	$75{,}10 \times 10^4$	100
2	7000	0,055	0,0010	$20{,}16 \times 10^4$	7095	$49{,}45 \times 10^4$	200
3	10500	0,093	0,0016	$25{,}08 \times 10^4$	10320	$24{,}05 \times 10^4$	400
4	14000	0	0	0	0	0	0

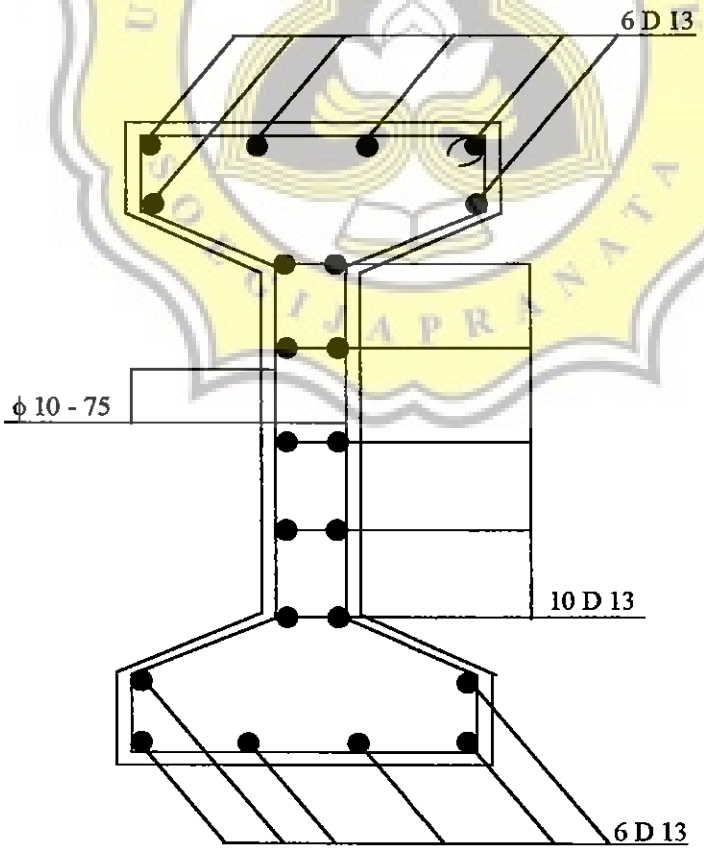
b. Tulangan memanjang

$A_S = 0{,}25\ \% \times b \times h$

$= 0{,}25\ \% \times 700 \times 1650$

$= 2887{,}5\ mm^2$

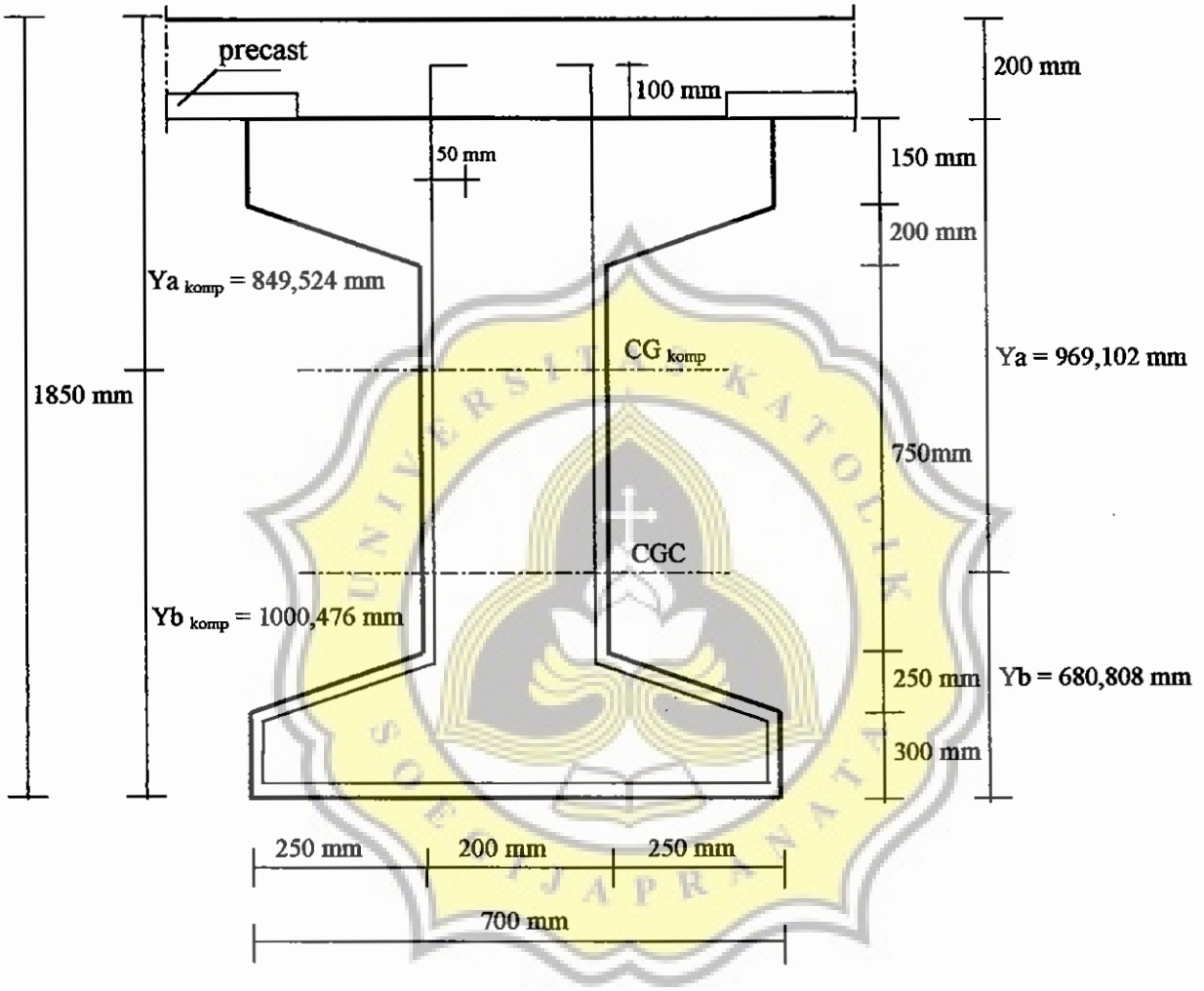
Digunakan 22 D 13 ($A_S = 2921\ mm^2$)



Gambar 3.1.30 Penulangan Balok Prategang

G. Perhitungan shear connector

Shear connector direncanakan menggunakan tulangan yang menyatu dengan tulangan geser pada balok prategang.



Gambar 3.1.31 Shear Connector

Syarat ACI untuk tulangan geser horizontal (Shear Connector)

Vu, h $\leq \phi \times Vn,h$

dengan : Vu,h = tegangan geser batas horizontal

Vn,h = tegangan geser nominal horizontal

ϕ = faktor reduksi kekuatan

= 0,85

$$Vu, h = \frac{D \times S}{b_v \times I_{komp}}$$

dengan : D = gaya lintang akibat beban hidup akan mati

(dari perhitungan sebelumnya didapat D_{max} = 100,31 t)

S = statis momen plat beton terhadap garis netral komposit

(CG komp)

= $b_{eff} \times t_{plat} \times Y$ (titik berat plat ke CG komp)

= 1423,025 × 200 × (849,524 – 100)

= $2,133 \times 10^8$ mm^3

I_{komp} = momen inersia penampang komposit

= $415,289 \times 10^9$ mm^4

B_V = lebar bidang kontak balok dengan plat beton

= 700 mm

$$Vu,h = \frac{100,31 \times 10^4 \times 2,133 \times 10^8}{700 \times 415,289 \times 10^9} = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

Vn,h = 80 Psi = 5,6 kg/cm^2 = 0,56 N/mm^2

0,85 × Vn,h = 0,85 × 0,56 = 0,476 N/mm^2

Vu, h > $\phi \times Vn,h$, maka diperlukan tulangan geser horisontal.

Sehingga tulangan terpasang dihitung persegmen.

a. Segmen 1 (0 – 3,50 m)

Dipasang D 13 – 80 mm (3,15 in)

A = 2 × ¼ × 3,14 × 13^2

= 265,465 mm^2

Luas tulangan geser horisontal minimum (A_V)

$$A_V = 50 \times \frac{bw \times s}{f_y}$$

dengan : bw = lebar badan balok prategang

= 200 mm = 7,87 in

s = jarak tulangan geser

= 80 mm = 3,15 in

f_y = 320 MPa = 45714 Psi

$$A_V = 50 \times \frac{7{,}87 \times 3{,}15}{45714}$$

$= 0{,}0271\ in^2 = 17{,}484\ mm^2$

A terpasang > A_V (Aman)

Jumlah shear connector = $\frac{3500}{80} = 44$ buah

Gaya geser seluruh shear connector :

$V_{SC} = A \times f_y \times$ jumlah shear connector 1 segmen

$= 265{,}465 \times 320 \times 44$

$= 373{,}775 \times 10^4$ N

$V_{SC} > D_{max}$ (Aman)

b. Segmen 2 (3,50 – 7,00 m)

Dipasang D 13 – 160 mm (6,3 in)

$A = 2 \times ¼ \times 3{,}14 \times 13^2$

$= 265{,}465\ mm^2$

Luas tulangan geser horisontal minimum (A_V)

$$A_V = 50 \times \frac{bw \times s}{f_y}$$

dengan : bw = lebar badan balok prategang

= 200 mm = 7,87 in

s = jarak tulangan geser

= 160 mm = 6,3 in

f_y = 320 MPa = 45714 Psi

$$A_V = 50 \times \frac{7{,}87 \times 6{,}3}{45714}$$

$= 0{,}0542\ in^2 = 34{,}987\ mm^2$

A terpasang > A_V (Aman)

Jumlah shear connector = $\frac{3500}{160} = 22$ buah

Gaya geser seluruh shear connector :

V_{SC} = A × f_y × jumlah shear connector 1 segmen

= 265,465 × 320 × 22

= 186,887 × 10^4 N

$V_{SC} > D_{max}$ = 75,23 ×10^4 (Aman)

c. Segmen 3 (7,00 – 10,50 m)

Dipasang D 13 – 280 mm (11,024 in)

A = 2 × ¼ × 3,14 × 13^2

= 265,465 mm^2

Luas tulangan geser horisontal minimum (A_V)

$$A_V = 50 \times \frac{bw \times s}{f_y}$$

dengan : bw = lebar badan balok prategang

= 200 mm = 7,87 in

s = jarak tulangan geser

= 280 mm = 11,024 in

f_y = 320 MPa = 45714 Psi

$$A_V = 50 \times \frac{7{,}87 \times 11{,}024}{45714}$$

= 0,095 in^2 = 61,30 mm^2

A terpasang > A_V (Aman)

Jumlah shear connector = $\frac{3500}{280}$ = 13 buah

Gaya geser seluruh shear connector :

V_{SC} = A × f_y × jumlah shear connector 1 segmen

= 265,465 × 320 × 13

= 110,43 × 10^4 N

$V_{SC} > D_{max}$ = 50,16 ×10^4 (Aman)

d. Segmen 4 (10,5 – 14,00 m)

Dipasang D 13 – 400 mm (15,75 in)

$A = 2 \times ¼ \times 3{,}14 \times 13^2$

$= 265{,}465\ mm^2$

Luas tulangan geser horisontal minimum (A_V)

$$A_V = 50 \times \frac{bw \times s}{f_y}$$

dengan : bw = lebar badan balok prategang

= 200 mm = 7,87 in

s = jarak tulangan geser

= 400 mm = 15,75 in

f_y = 320 MPa = 45714 Psi

$$A_V = 50 \times \frac{7{,}87 \times 15{,}75}{45714}$$

$= 0{,}1356\ in^2 = 87{,}47\ mm^2$

A terpasang > A_V (Aman)

Jumlah shear connector = $\frac{3500}{400} = 9$ buah

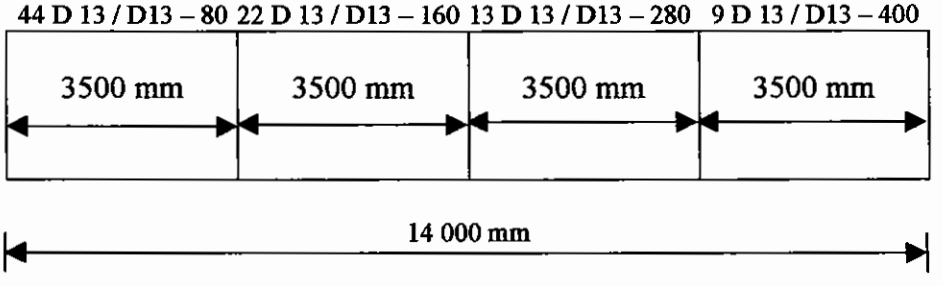
Gaya geser seluruh shear connector :

V_{SC} = A × fy × jumlah shear connector 1 segmen

$= 265{,}465 \times 320 \times 9$

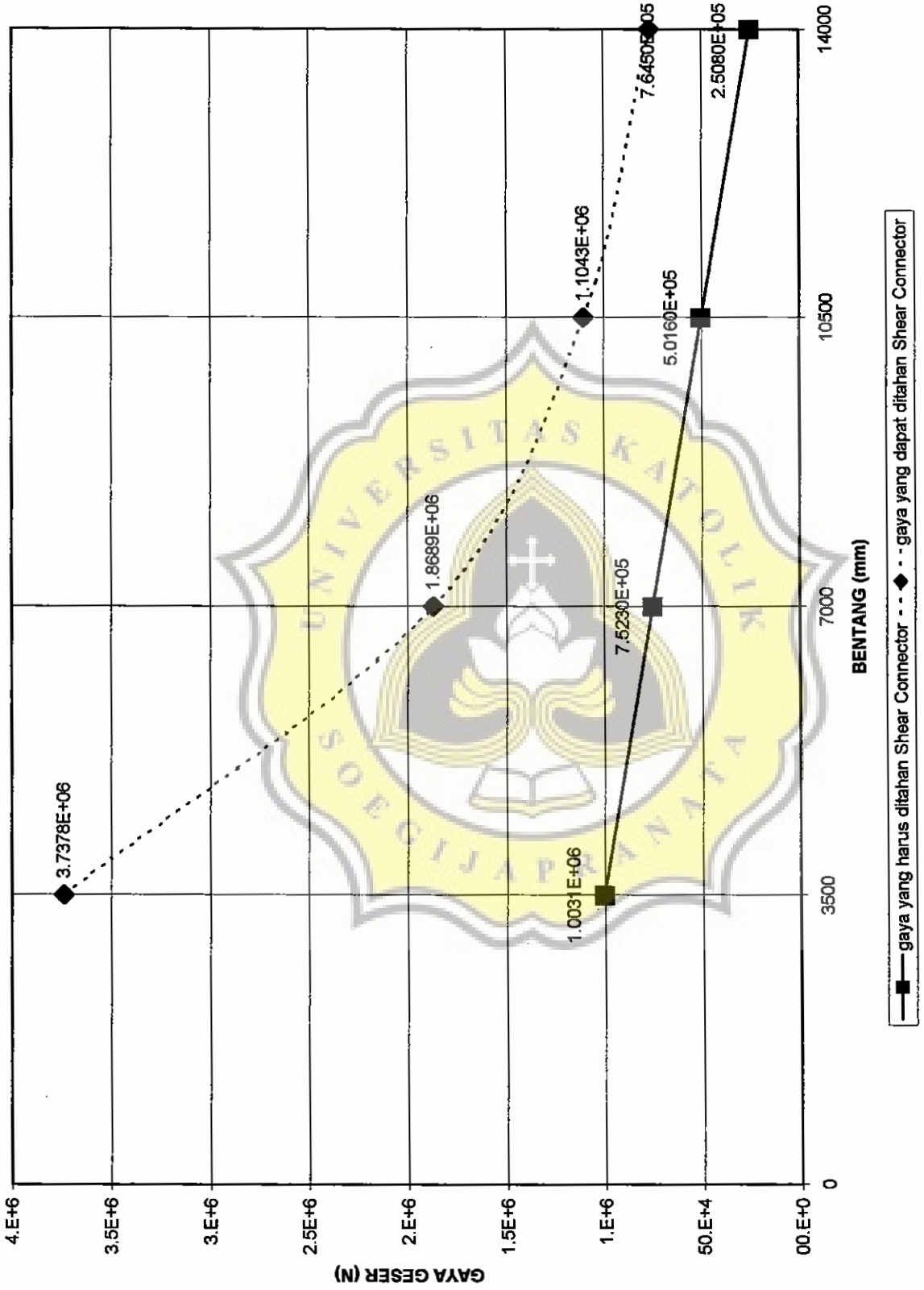
$= 76{,}45 \times 10^4$ N

$V_{SC} > D_{max} = 25{,}08 \times 10^4$ (Aman)



Tabel 3.1.8 Tulangan Persegmen

Segmen	Panjang segmen (mm)	A (mm^2)	S (mm)	N (buah)	A total (mm^2)	V_U N (mm)	V_{SC} N (mm)
1	3500	265,465	80	44	11680,46	$100,31 \times 10^4$	$373,775 \times 10^4$
2	3500	265,465	160	22	5840,23	$75,23 \times 10^4$	$186,887 \times 10^4$
3	3500	265,465	280	13	3451,05	$50,16 \times 10^4$	$110,43 \times 10^4$
4	3500	265,465	400	9	2389,19	$25,08 \times 10^4$	$76,45 \times 10^4$



Gambar 3.1.32
Grafik Shear Connector

H. Perhitungan balok diafragma

a. Pembebanan

Berat sendiri balok diafragma = 0,2 × 1,2 × 2500

= 600 kg/m

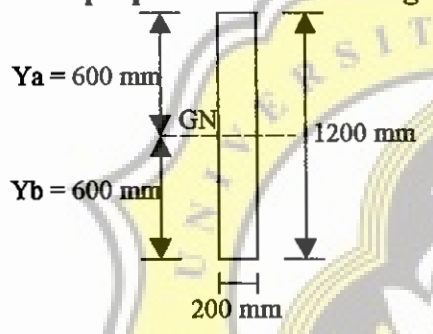
b. Perhitungan momen

$M_T = 1{,}2\ (\ ^1/_8 \times q \times L^2\ )$

$= 1{,}2\ (^1/_8 \times 600 \times 1{,}6^2\ )$

= 230,4 kgm

c. Section properties balok diafragma



$$I_X = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 200 \times 1200^3 = 28{,}8 \times 10^9\ \text{mm}^4$$

$$Ag = 200 \times 1200 = 2{,}4 \times 10^5\ \text{mm}^2$$

$$i^2 = \frac{I_X}{Ag} = \frac{28{,}8 \times 10^9}{2{,}4 \times 10^5} = 1{,}2 \times 10^5\,\text{mm}^2$$

$$K_a = \frac{i^2}{Y_b} = \frac{1{,}2 \times 10^5}{600} = 200\,\text{mm}$$

$$K_b = \frac{i^2}{Y_a} = \frac{1{,}2 \times 10^5}{600} = 200\,\text{mm}$$

d. Perkiraan gaya prategang awal

$$F = \frac{M_T}{0{,}65 \times h} = \frac{230{,}4 \times 10^4}{0{,}65 \times 1200} = 2{,}954 \times 10^3\,\text{N}$$

$$F_O = \frac{F}{0{,}8} = \frac{2{,}954 \times 10^3}{0{,}8} = 3{,}693 \times 10^3\,\text{N}$$

e. Eksentrisitas tendon

Karena penampang balok diafragma simetris, dikarenakan letak CGG dan CGS berhimpit, maka e = 0

Perkiraan letak kabel terhadap serat bawah beton minimum

$= {}^{1}/_{10} \times h = {}^{1}/_{10} \times 1200 = 120$ mm

Jarak kabel terhadap serat terluar beton direncanakan 150 mm.

f. Gaya prategang yang dibutuhkan

Gaya prategang efektif (F) :

$$F = \frac{M_T}{e + K_a} = \frac{230{,}4 \times 10^4}{0 + 200} = 11{,}520 \times 10^3 \text{N}$$

Gaya prategang awal :

$$F_O = \frac{F}{0{,}85} = \frac{11{,}520 \times 10^3}{0{,}85} = 13{,}553 \times 10^3 \text{N}$$

g. Kontrol tegangan

1. Kondisi awal, balok diafragma dengan beban sebagai berikut :

Gaya prategang awal $F_O = 13{,}553 \times 10^3$ N

Momen yang bekerja (M_T) = $230{,}4 \times 10^4$ Nmm

$$f_a = -\frac{F_O}{A_g} - \frac{M_T \times Y_a}{I_X}$$

$$= -\left[\frac{13{,}553 \times 10^3}{2{,}4 \times 10^5}\right] - \left[\frac{230{,}4 \times 10^4 \times 600}{28{,}8 \times 10^9}\right]$$

$$= -0{,}001 \text{ MPa}$$

$$f_b = -\frac{F_O}{A_g} + \frac{M_T \times Y_b}{I_X}$$

$$= -\left[\frac{13{,}553 \times 10^3}{2{,}4 \times 10^5}\right] + \left[\frac{230{,}4 \times 10^4 \times 600}{28{,}8 \times 10^9}\right]$$

$$= -0{,}008 \text{ MPa}$$

2. Kondisi akhir, balok diafragma dengan beban sebagai berikut:

Gaya prategang efektif (F) = 11.520 × 10^3 N

Momen yang bekerja (M_T) = 230,4 × 10^4 Nmm

$$f_a = -\frac{F_O}{A_g} - \frac{M_T \times Y_a}{I_X}$$

$$= -\left[\frac{11{,}520 \times 10^3}{2{,}4 \times 10^5}\right] - \left[\frac{230{,}4 \times 10^4 \times 600}{28{,}8 \times 10^9}\right]$$

$$= -0{,}096 \text{ MPa}$$

$$f_b = -\frac{F_O}{A_g} + \frac{M_T \times Y_b}{I_X}$$

$$= -\left[\frac{11{,}520 \times 10^3}{2{,}4 \times 10^5}\right] + \left[\frac{230{,}4 \times 10^4 \times 600}{28{,}8 \times 10^9}\right]$$

$$= 0$$

h. Perhitungan tendon prategang balok diafragma

Digunakan kawat (strands) *Uncoated Seven Wire Super Strands* ASTM A – 416, *grade* 270 *low relaxation*.

1. Diameter dominal : 12,7 mm
2. Luas nominal strands : 100 mm^2
3. Kuat tarik minimum : 1840 MPa
4. Tegangan putus : 184 KN

Untuk angkur digunakan E5-3 dengan jumlah strand 2 pada tiap tendon.

Luas tampang tendon (A_S) = 2 ×100 = 200 mm^2

Beban putus 1 tendon (P) = 200 × 1840 = 3,68 ×10^5 N

Jumlah tendon yang diperlukan (n) :

$$n_1 = \frac{F_O}{0{,}8 \times P} = \frac{13{,}553 \times 10^3}{0{,}8 \times 3{,}68 \times 10^5} = 1{,}64 \approx 2 \text{ buah}$$

$$n_2 = \frac{F}{0{,}7 \times P} = \frac{11{,}520 \times 10^3}{0{,}7 \times 3{,}68 \times 10^5} = 1{,}04 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan 2 buah tendon yang terdiri dari 2 buah strand per tendon.

i. Perhitungan tulangan balok diafragma

Beban – beban yang digunakan antara lain :

Beban angin (P_W) = 513,75 kg/ 5 buah balok diafragma

= 102,75 kg

= 1027,5 N

Beban gaya prategang awal (F_O) = $13,553 \times 10^3$ N

1. Tulangan arah memanjang

$P_{ult} = (1,2 \times 13,553 \times 10^3) + (1,6 \times 1027,5)$

$= 17907,6$ N

Diasumsikan $\rho = \rho' = 20\%$ dari luas penampang beton.

Tulangan kolom simetris $\rho = \rho' = 0,5 \times 20\% = 0,01$

$A_S = A_S' = 0,01 \times 1200 \times (200 - 30)$

$= 2040$ mm^2

Dicoba 5 D 25 mm

$A_S = A_S' = 5 \times {}^1/_4 \times 3,14 \times 25^2 = 2454$ mm^2

$Pn_{max} = 0,8 \times [(0,85 \times f_C' \times (Ag - A_{st})) + (A_{st} \times f_y)]$

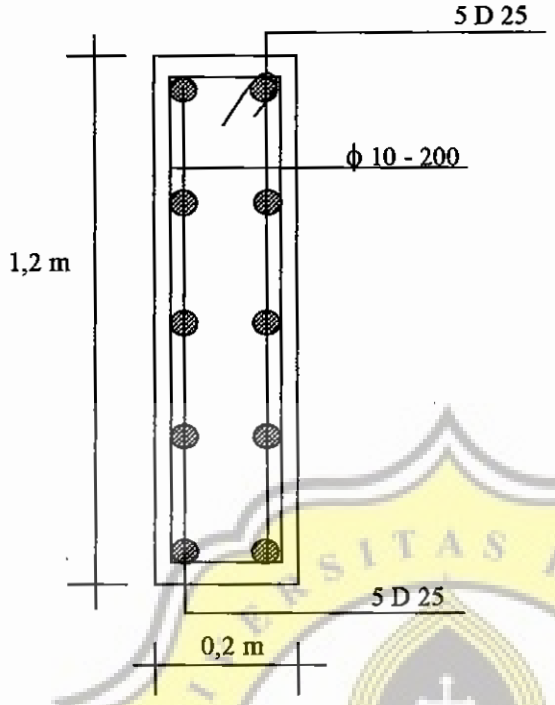
$= 0,8 \times [(0,85 \times 33,2 \times (2,4 \times 10^5 - 2454)) +$

$(2454 \times 320)]$

$= 5991062$ N

$Pn_{max} > P_{ult}$ (Aman)

2. Digunakan sengkang praktis ϕ 10 – 200



Gambar 3.1.33 Penulangan Balok Diafragma

I. Perhitungan Elastomer

Luas perletakan :

$$A = \frac{V_U}{f_C'}$$

dengan : A = reaksi tumpuan gelagar

= $100{,}31 \times 10^4$ N

f_C' = kuat tekan beton

= 45 MPa

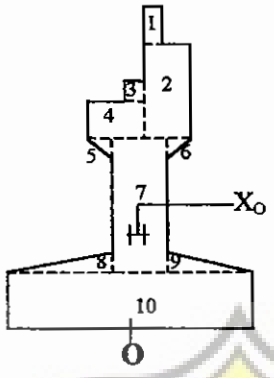
$$A = \frac{100{,}31 \times 10^4}{45}$$

= 22291,11 mm^2

Dipakai elastomer : 408 × 250 = 120000 mm^2 tebal 50 mm.

B. Pembebanan abutment

a. Gaya akibat berat sendiri abutment



Gambar 3.2.2 Gaya Akibat Berat Sendiri Abutment

Tabel 3.2.1 Gaya Akibat Berat Sendiri Abutment

No	A (m^2)	γ (t/m^3)	W (t/m)	X_O (m)	M_O (tm)
1	0,093	2,500	0,233	0,600	0,140
2	1,296	2,500	3,240	0,750	2,430
3	0,045	2,500	0,113	0,325	0,037
4	0,500	2,500	1,250	-0,050	-0,063
5	0,031	2,500	0,078	-0,383	-0,030
6	0,031	2,500	0,078	0,883	0,069
7	2,200	2,500	5,500	0,250	1,375
8	0,250	2,500	0,625	-0,967	-0,604
9	0,188	2,500	0,470	1,300	0,611
10	4,600	2,500	11,500	0	0
Σ	9,234		23,087		3,965

dengan : A = luas penampang tiap bagian (m^2)

γ = berat jenis beton bertulang

W = berat tiap bagian

= A × γ (t/m)

X = jarak titik berat penampang terhadap titik pusat O (m)

M_O = momen penampang terhadap titik O

Y_O = jarak titik berat penampang terhadap alas (m)

Eksentrisitas resultant gaya berat terhadap pusat alas (e_a):

$$e_a = \frac{\Sigma M_O}{\Sigma W}$$

$$= \frac{3{,}965}{23{,}087}$$

$$= 0{,}172 \text{ m}$$

Berat sendiri abutment

G_A = panjang abutment × ΣW

= 11 × 23,087

= 253,957 t

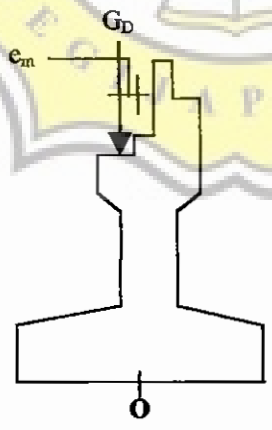
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_A \times X_O$

= 253,957 × 0,172

= 43,681 tm

b. Gaya akibat beban mati konstruksi atas



Gambar 3.2.3 Gaya Akibat Beban Mati Konstruksi Atas

Beban mati konstruksi atas :

Berat gelagar = 0,6675 × 28 × 5 × 2,5 = 233,625 t

Berat plat lantai = 0,2000 × 9 × 28 × 2,5 = 126,000 t

Berat trotoir = 0,2500 × 1 × 28 × 2,5 = 17,500 t

Berat perkerasan= 0,0500 × 7 × 28 × 2,5 = 24,500 t

Berat diafragma = 1,080 × 20 = 21,600 t

Berat pipa = 0,001 × 28 × 2 = 0,056 t

Berat penyangga= 0,05625 × 15 = 0,844 t

Berat air hujan = 0,0500 × 7 × 28 × 1 = 9,800 t

Beban mati total = 433,925 t

Beban yang diterima abutment :

G_D = 0,5 × P

= 0,5 × 433,925 t

= 216,963 t

Jarak pusat gaya terhadap titik O (e_m) adalah -0,050 m

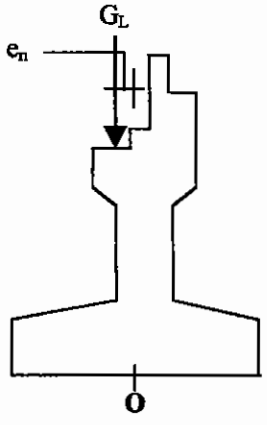
Momen terhadap titik O :

M_O = G_D × e_m

= 215,963 × -0,050

= -10,848 tm

c. Gaya akibat beban hidup konstruksi atas



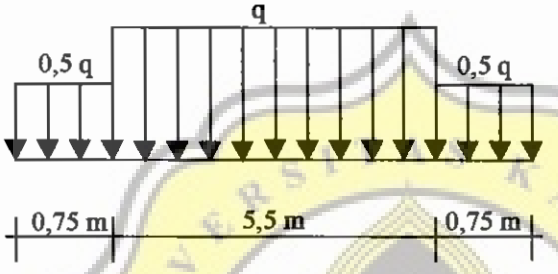
Gambar 3.2.4 Gaya Akibat Beban Hidup Konstruksi Atas

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban D yaitu berupa beban q t/m/jalur dan beban garis p t/jalur.

Lebar lantai kendaraan 7 m > 5,5 m, sehingga beban D sepenuhnya dibebankan (100%) pada lebar jalur 5,5 m, sedang selebihnya dibebani oleh (50%) beban D.

1. Akibat beban merata q

Beban q untuk bentang kurang dari 30 m adalah 2,2 t/m.

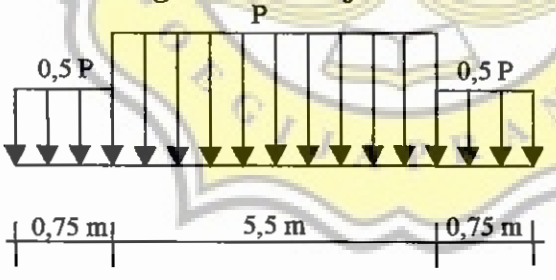


Gambar 3.2.5 Gaya Akibat Beban Merata q

$$q = \left[\frac{2,2}{2,75} \times 5,5\right] + \left[\frac{0,5 \times 2,2}{2,75} \times (7 - 5,5)\right]$$

$= 5$ t/m

2. Akibat beban garis P = 12 t/jalur



Gambar 3.2.6 Gaya Akibat Beban Merata P

$$P = \left[\frac{12}{2,75} \times 5,5\right] + \left[\frac{0,5 \times 12}{2,75} \times (7 - 5,5)\right]$$

$= 27,3$ t

Besarnya beban hidup (G) :

$G = 0,5 + (q \times L)$

$= 27,3 \text{ t} + (5 \times 28)$

$= 167,3$ t

Beban yang diterima abutment (G_L) :

$G_L = 0,5 \times G$

$= 0,5 \times 167,3$

$= 83,65$ t

Jarak pusat gaya terhadap titk O (e_n) adalah –0,050 m

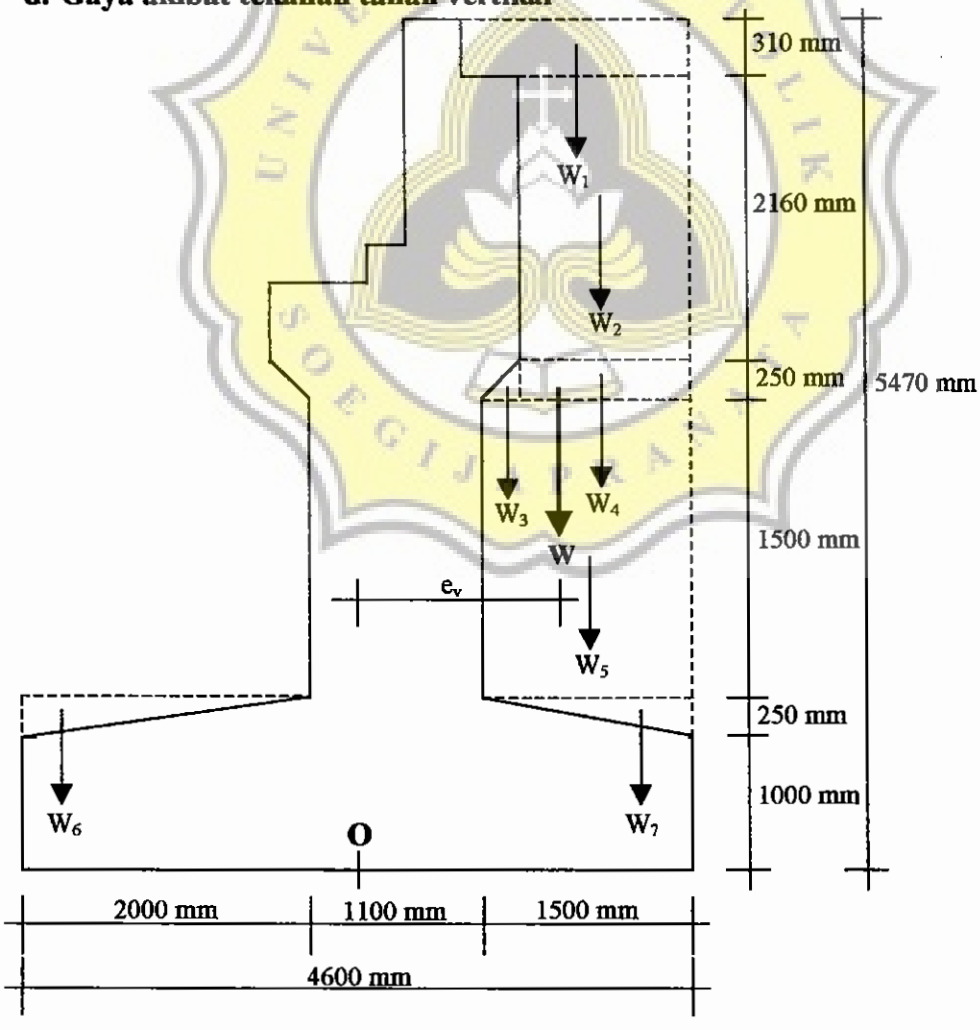
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_L \times e_n$

$= 83,65 \times -0,050$

$= 4,183$ tm

d. Gaya akibat tekanan tanah vertikal



Gambar 3.2.7 Gaya Akibat Tekanan Tanah Vertikal

Tabel 3.2.2 Gaya Akibat Tekanan Tanah Vertikal

No	A (m^2)	γ (t/m^3)	W (t/m)	X_O (m)	M_O (tm)
1	0,481	2,000	0,962	1,525	1,467
2	2,700	2,000	5,400	1,675	9,045
3	0,031	2,000	0,062	0,967	0,060
4	0,313	2,000	0,626	1,675	1,049
5	2,250	2,000	4,500	1,550	6,975
6	0,250	2,000	0,500	-1,633	-0,817
7	0,188	2,000	0,376	1,800	0,677
Σ	6,213		12,426		18,456

Titik berat gaya :

$$e_v = \frac{\Sigma M_O}{\Sigma W}$$

$$= \frac{18,456}{12,426}$$

$$= 1,485 \text{ m}$$

Berat tanah diatas abutmen (G_S)

G_S = panjang abutmen × ΣW

= 11 × 12,426

= 136,686 t

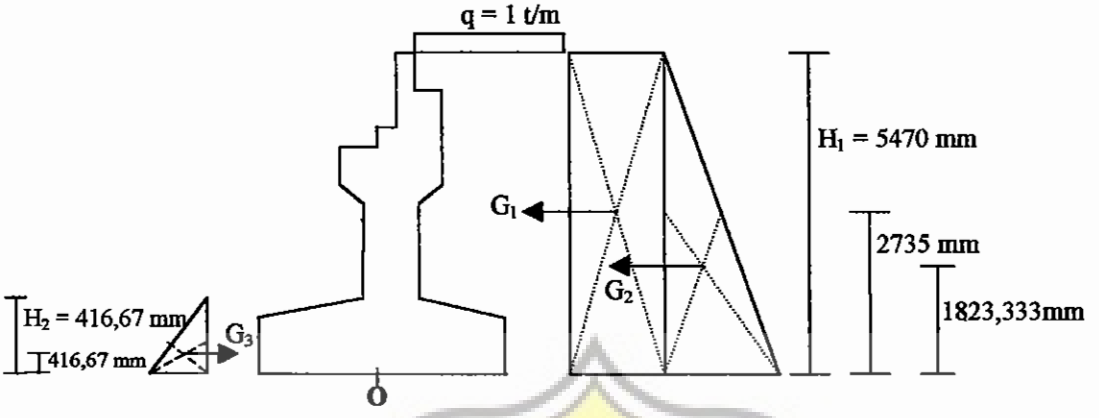
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_S \times e_v$

= 136,686 × 1,485

= 202,979 tm

e. Gaya akibat tekanan tanah horisontal



Gambar 3.2.8 Gaya Akibat Tekanan Tanah Horisontal

γ = 2,0 t/m^3

ϕ = 26^0

Ka = tg^2 (45^0 – 0,5ϕ)

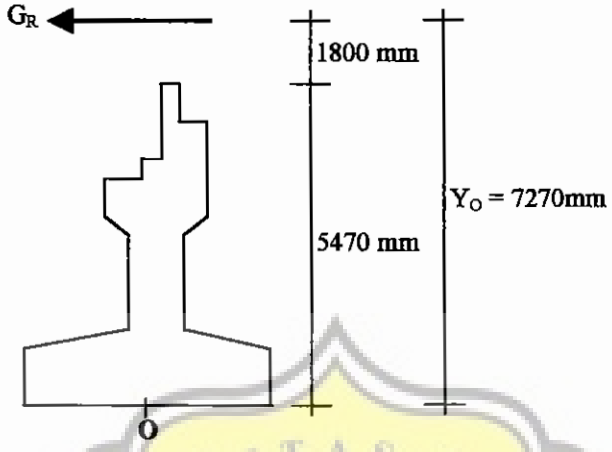
= tg^2 (45^0 – 13^0)

= 0,39

Tabel 3.2.3 Gaya Tekanan Tanah Horisontal

No	Gaya tekanan tanah horisontal (t)	Y (m)	M_O (tm)
1	G_1 = q × L × Ka = 1 × 11 × 0,39 = 4,29 t	2,735	11,733
2	G_2 = 0,5 × L × H_1^2 × Ka × γ = 0,5 × 11 × 5,470^2 × 0,39 × 2 = 128,361 t	1,823	234,002
3	G_3 = 0,5 × L × H_1^2 × Ka × γ = 0,5 × 11 × 1,250^2 × 0,39 × 2 = 6,703 t	0,417	-2,795
Σ	139,354 t		242,940

f. Gaya horisontal akibat rem dan traksi



Gambar 3.2.9 Gaya Horisontal Akibat Rem dan Traksi

Gaya akibat rem dan traksi (G_R) bekerja pada ketinggian 1,8 m dari permukaan lantai kendaraan yang besarnya 5% dari beban hidup tanpa dikalikan koefisien kejut dan bekerja pada konstruksi diatas.

Beban hidup (muatan D) tanpa dikalikan koefisien kejut :

$G_L = [(q \times L) + P] \times 0,5$

$= [(5 \times 28) + 27,3] \times 0,5$

$= 83,65$ t

$G_R = G_L \times 5\%$

$= 83,65 \text{ t} \times 5\%$

$= 4,183$ t

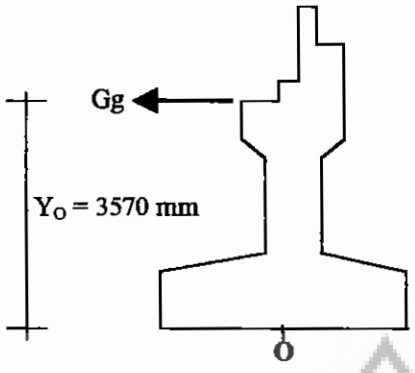
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_R \times Y_O$

$= 4,183 \times 7,270$

$= 30,410$ tm

g. Gaya gesek tumpuan dengan balok



Gambar 3.2.10 Gaya Gesek Tumpuan Dengan Balok

Gaya gesek pada tumpuan ditinjau akibat beban mati konstruksi atas dikalikan dengan koefisien gesek.

Besarnya gaya gesek (Gg) :

$Gg = G_D \times f_s$

dengan : G_D = beban mati konstruksi atas

= 216,963 t

f_s = koefisien gesek (antara beton dengan karet)

= 0,15

$Gg = 216{,}963 \times 0{,}15$

$= 32{,}544$ t

Jarak pusat gaya terhadap titik O :

$Y_O = 3{,}5 + 0{,}07$ (elastomer)

$= 3{,}57$ m

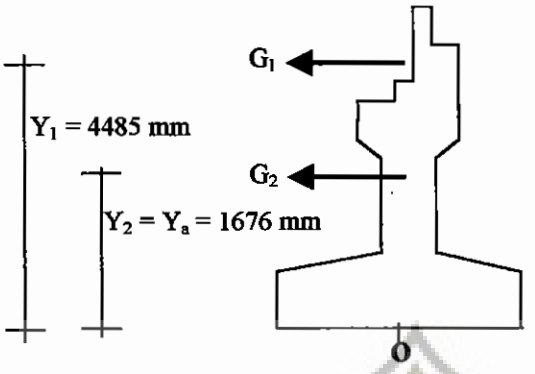
Momen terhadap titik O :

$M_O = Gg \times Y_O$

$= 32{,}544 \times 3{,}57$

$= 116{,}182$ tm

h. Gaya akibat gempa



Gambar 2.2.11 Gaya Akibat Gempa

$K = E \times G$

dengan : K = gaya horisontal akibat gempa

E = koefisien gempa, untuk daerah Sayung (Jawa Tengah)

= 0,14

G = beban mati dari konstruksi yang ditinjau

1. ***Upper structure***

$G_1 = G_D = 216{,}963$ t

$K_1 = E \times G_1$

$= 0{,}14 \times 216{,}963$

$= 30{,}375$ t

Momen dititik O:

$M_{O1} = K_1 \times Y_1$

$= 30{,}375 \times 4{,}485$

$= 136{,}232$ tm

2. ***Sub structure***

$G_2 = G_A = 253{,}957$ t

$K_2 = E \times G_2$

$= 0{,}14 \times 253{,}957$

$= 35{,}554$ t

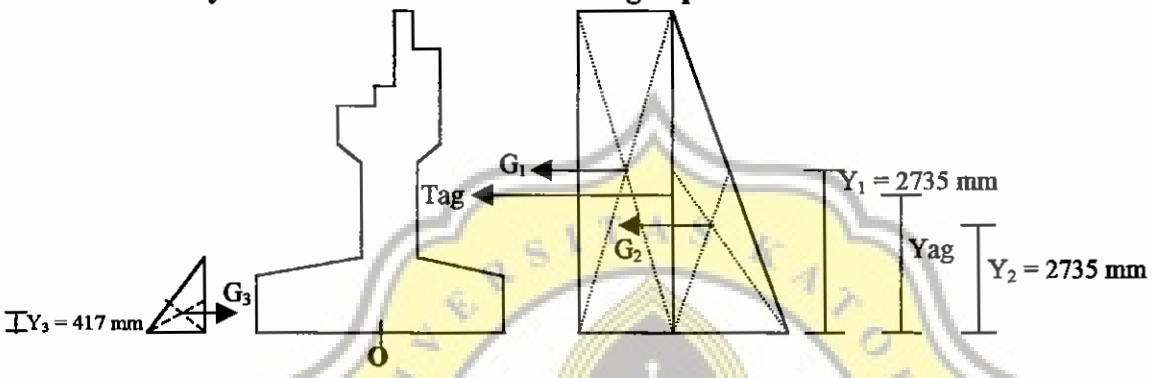
Momen dititik O:

$M_{O2} = K_2 \times Y_2$

$= 35{,}554 \times 1{,}676$

$= 59{,}589$ tm

i. Gaya tekanan tanah aktif akibat gempa bumi



Gambar 3.2.12 Gaya Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa Bumi

Tag = E × Kag

dengan : Tag = gaya tekanan tanah aktif

E = koefisien gempa

= 0,14

Kag = gaya tekanan tanah aktif

Kag = $G_1 + G_2 + G_3$ (tekanan aktif tanah horisontal)

= 139,354 t

Tag = E × Kag

= 0,14 × 139,354

= 19,510 t

Jarak pusat gaya terhadap titik O:

$$Y_O = \frac{(G_1 \times Y_1) + (G_2 \times Y_2) - (G_3 \times Y_3)}{G_1 + G_2 - G_3}$$

$$= \frac{(4{,}29 \times 2{,}735) + (128{,}361 \times 1{,}823) - (6{,}703 \times 0{,}417)}{(4{,}29 \times 128{,}361 - 6{,}703)}$$

= 1,929 m

Momen terhadap titik O:

$M_O = Tag \times Y_O$

= 19,510 × 1,929

= 37,635 tm

C. Kombinasi Pembebanan dan Gaya

Tabel 3.2.4 Kombinasi Pembebanan dan Gaya

No	Kombinasi pembebanan dan gaya	Tegangan yang digunakan terhadap tegangan ijin
I	M + H + Ta	100 %
II	M + Ta + Gg	125 %
III	Kombinasi (I) + Rm + Gg	140 %
IV	M + Gh + Tag + Gg	150 %

dengan : M = beban mati

H = beban hidup

Ta = tekanan tanah aktif horisontal

Gg = gaya gesek pada tumpuan

Rm = gaya rem dan traksi

Gh = gaya horisontal ekivalen akibat gempa bumi

Tag = gaya tekanan tanah aktif akibat gempa

Tabel 3.2.5 Kombinasi Pembebanan I

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M (a + b + d)	607,606	-	235,812	-
H	83,650	-	4,183	-
Ta	-	139,345	-	242,940
Σ	691,256	139,354	239,995	242,940

Tabel 3.2.6 Kombinasi Pembebanan II

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M (a + b + d)	607,606	-	235,812	-
Ta	-	139,345	-	242,940
Gg	-	32,544	-	116,182
Σ	607,606	171,898	235,812	359,122

Tabel 3.2.7 Kombinasi Pembebanan III

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
Kombinasi I	691,256	139,345	239,995	242,940
Rm	-	4,183	-	30,410
Gg	-	32,544	-	116,182
Σ	691,256	176,072	239,995	389,532

Tabel 3.2.8 Kombinasi Pembebanan IV

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M	607,606	-	235,812	-
Gg	-	32,544	-	116,182
Gh	-	65,929	-	195,821
Tag		19,510		37,635
Σ	607,606	117,983	235,812	349,638

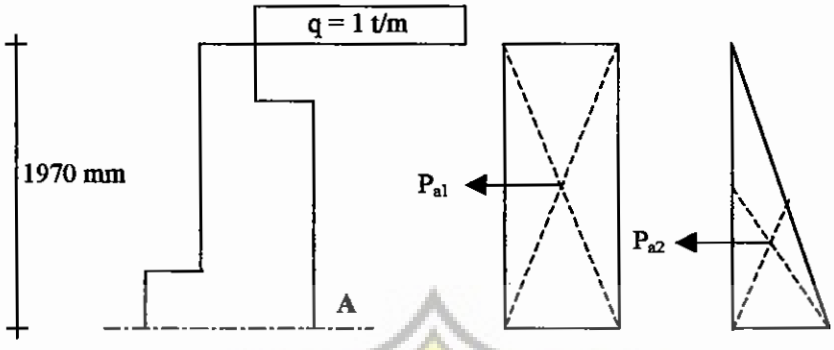
Tabel 3.2.9 Kombinasi Pembebanan Maksimum

Beban/gaya	100%	125%	140%	150%
V	691,256	759,508	967,758	911,409
H	139,354	214,873	246,513	176,975
M_V	239,995	294,765	335,993	353,718
M_H	242,940	448,903	405,345	524,457

Dari keempat kombinasi diatas dapat ditentukan kombinasi yang paling kritis / maksimum yaitu kombinasi IV.

D. Penulangan abutment

a. Penulangan plat tegak



Gambar 3.2.13 Penulangan Plat Tegak

Dari tekanan tanah aktif didapatkan:

$P_{a1} = q \times Ka \times h$

$= 1 \times 0{,}39 \times 1{,}970$

$= 0{,}768$ t

$P_{a2} = 0{,}5 \times h^2 \times \gamma \times Ka$

$= 0{,}5 \times 1{,}970^2 \times 2{,}0 \times 0{,}39 \times 1$

$= 1{,}514$ t

Dinding belakang abutmen diasumsikan sebagai plat kantilever yang terjepit pada tumpuan A :

$\Sigma M_A = [\ P_{a1} \times 0{,}5 \times h\ ] + [\ P_{a2} \times {}^1/_3 \times h\ ]$

$= [\ 0{,}768 \times 0{,}5 \times 1{,}970\ ] + [\ 1{,}514 \times {}^1/_3 \times 1{,}970\ ]$

$= 1{,}751$ tm

$$Mn = \frac{\Sigma MA}{0{,}8}$$

$$= \frac{1{,}751}{0{,}8}$$

$= 2{,}189$ tm

$= 2{,}189 \times 10^7$ Nmm

Mutu beton (f_C') = 25 MPa

Mutu baja (fy) = 390 MPa

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan (D) = 25 mm

D = 600 – 40 – (0,5 × 25) = 547,5 mm

- <u>Keseimbangan momen</u>

$Mn = Cc \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0{,}85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0{,}85 \times 25 \times a \times 1000 \times (547{,}5 - {}^{a}/_{2})$

$2{,}189 \times 10^7 = 11{,}634 \times 10^6\ a - 10625\ a^2$

$10625\ a^2 - [\ 11{,}634 \times 10^6\ a\ ] + [\ 2{,}189 \times 10^7\ ] = 0$

$a_1 = 1093{,}1$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 1{,}885$ mm

- <u>Keseimbangan gaya</u>

$Ts = Cc$

$A_S \times fy = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_S = \frac{0{,}85 \times 25 \times 10^6 \times 1{,}885 \times 1000}{390 \times 10^6}$$

$A_S = 102{,}71\ mm^2$

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 1000 \times 547{,}5$

$= 1368{,}75\ mm^2$

Luas tulangan $A_S = 1368{,}75\ mm^2$

- Jarak tulangan utama

$$S = \frac{luasD25 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{{}^{1}/_{4} \times 3{,}14 \times 25^2 \times 1000}{1368{,}75}$$

$= 358{,}63$ mm

Dipasang tulangan D 25 – 350 ($A_S = 1368{,}75$ mm^2)

- Tulangan bagi

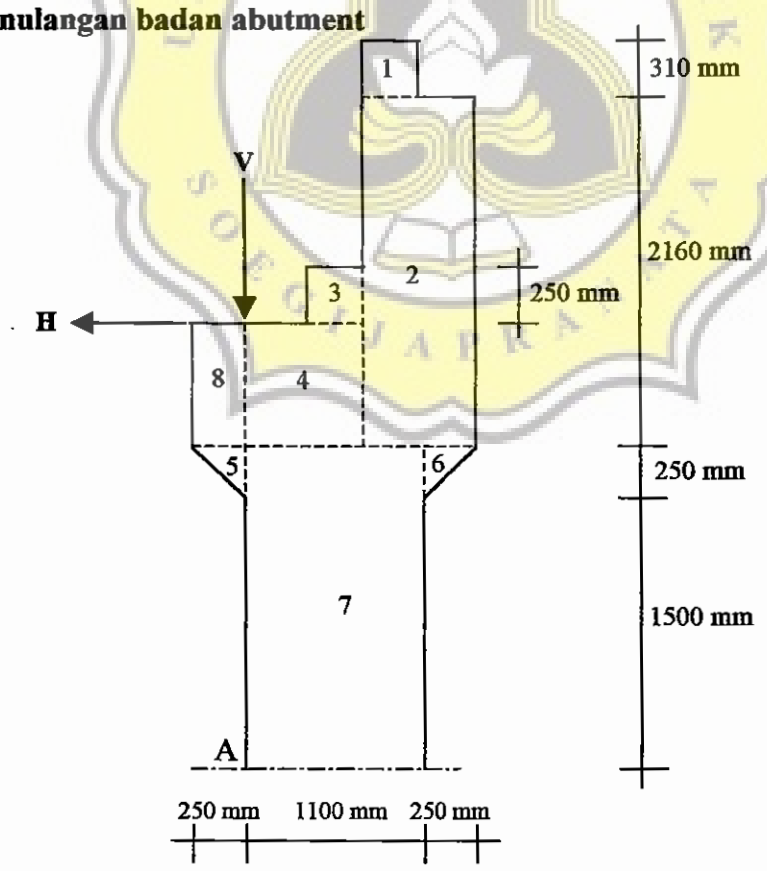
A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

$= 20\% \times 1368{,}75$

$= 273{,}75$ mm^2

Digunakan D 14 – 300 ($A_S = 308$ mm^2)

b. Penulangan badan abutment



Gambar 3.2.14 Penulangan Badan Abutment

1. Pembebanan

Beban yang diperhitungkan dalam penulangan badan abutment adalah berat sendiri abutment, beban mati dan hidup konstruksi atas, gaya akibat rem dan traksi, gaya gesek tumpuan dengan balok, gaya tekanan tanah aktif serta gaya akibat gempa.

a. Berat sendiri abutment

Tabel 3.2.10 Berat Sendiri Abutment

No	A (m^2)	γ (t/m^3)	W (t/m)	X (m)	M_X (tm)	Y (m)	S (m^3)
1	0,093	2,500	0,233	0,900	0,210	4,065	0,378
2	1,296	2,500	3,240	1,050	3,402	2,830	3,668
3	0,045	2,500	0,113	0,660	0,075	2,375	0,107
4	0,375	2,500	0,938	0,375	0,352	2,000	0,750
5	0,031	2,500	0,078	-0,083	-0,001	1,417	0,044
6	0,031	2,500	0,078	1,183	0,092	1,417	0,044
7	1,925	2,500	4,813	0,550	2,647	0,750	1,444
8	0,125	2,500	0,313	-0,125	-0,039	2,000	0,250
Σ	3,921		9,806		6,738		6,685

Berat abutment (Ga) = L × ΣW

= 11 × 9,806

= 107,866 t

Momen terhadap titik A :

M_A = $\Sigma M_X \times L$

= 6,738 × 11

= 74,118 tm

b. Beban mati konstruksi atas

G_D = 216,963 t

$$Y_D = \frac{6,685}{3,921}$$

= 1,705 m

M_A = 216,963 × 1,705

= 369,922 tm

c. Beban hidup konstruksi atas

G_L = 83,65 t

Y_L = Y_D

= 1,705 m

M_A = 83,65 × 1,705

= 142,623 tm

d. Gaya akibat rem dan traksi

G_R = 4,183 t

Y_R = 6,02 m

M_A = 4,183 × 6,02

= 25,182 tm

e. Gaya gesek tumpuan dengan balok

G_G = 32,544 t

Y_G = 2,320 m

M_A = 32,544 × 2,320

= 75,502 tm

f. Gaya tekanan tanah aktif horisontal

P_{a1} = q × Ka × b

= 1 × 0,39 × 11

= 4,29 t

P_{a2} = 0,5 × h^2 × Ka × γ × b

= 0,5 × $4,22^2$ × 0,39 × 2,0 × 11

= 76,398 t

P_{tot} = 4,29 + 76,398

= 80,688 t

$$Yh = \frac{(4{,}22 \times 4{,}29) + (76{,}398 \times 1{,}407)}{80{,}688}$$

$= 1{,}557$ m

$M_A = 80{,}688 \times 1{,}557$

$= 125{,}631$ tm

g. Gaya akibat gempa

Upper struktur

$K_1 = 30{,}375$ t

$MK_1 = 30{,}375 \times 3{,}235$

$= 98{,}263$ tm

Sub struktur

$K_2 = 35{,}554$ t

$MK_2 = K_2 \times Y_D$

$= 35{,}544 \times 1{,}705$

$= 60{,}620$ tm

$\Sigma K = K_1 + K_2$

$= 30{,}375 + 35{,}554$

$= 65{,}929$ t

$\Sigma MK = \Sigma MK_1 + \Sigma MK_2$

$= 98{,}263 + 60{,}620$

$= 158{,}883$ tm

Tabel 3.2.11 Kombinasi Pembebanan I

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M (a + b + d)	324,829	-	444,040	-
H	83,650	-	142,623	-
Ta	-	80,688	-	125,631
Σ	408,479	80,688	586,663	125,631

Tabel 3.2.12 Kombinasi Pembebanan II

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M (a + b + d)	324,829	-	444,040	-
Ta	-	80,688	-	125,631
Gg	-	32,544	-	75,502
Σ	324,829	113,232	444,040	201,133

Tabel 3.2.13 Kombinasi Pembebanan III

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
Kombinasi I	408,479	80,688	586,663	125,631
Rm	-	4,183	-	25,182
Gg	-	32,544	-	75,502
Σ	408,479	117,415	586,663	226,315

Tabel 3.2.14 Kombinasi Pembebanan IV

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M	324,829	-	444,040	-
Gg	-	32,544	-	75,502
Gh	-	65,929	-	158,883
Σ	324,689	98,473	444,040	234,385

Tabel 3.2.15 Kombinasi Pembebanan Maksimum

Beban/gaya	100%	125%	140%	150%
V	408,479	406,036	571,871	487,244
H	80,688	141,540	164,381	147,711
M_V	586,663	555,050	821,328	666,060
M_H	125,631	251,416	316,841	351,571

Konstruksi harus ditinjau terhadap kombinasi pembebanan dan gaya yang mungkin terjadi. Dengan berbagai jenis pembebanan, diambil kombinasi pembebanan IV (terbesar).

2. Penulangan badan abutment

Mutu beton (f_C') = 25 MPa

Mutu baja (fy) = 390 MPa

Diameter tulangan (D) = 25 mm

Selimut beton (d ') = 40 mm

Menggunakan tulangan rangkap = $A_S = A_S'$

Penulangan badan abutment diasumsikan sebagai plat jepit pada poer abutment, sehingga gaya dan momen yang bekerja hanya ditinjau pada arah horisontal.

ΣM_H = 351,578 tm

Momen tiap meter panjang badan abutment :

$$M_H = \frac{351{,}578}{11}$$

$$= 31{,}962 \text{ tm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0{,}8}$$

$$= \frac{1{,}6 \times 31{,}962}{0{,}8}$$

$$= 63{,}923 \text{ tm}$$

$$= 0{,}639 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

d = h – d ' - 0,5 D tulangan

= 1500 – 40 – 12,5

= 1447,5 mm

- Keseimbangan momen

$Mn = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0{,}85 \times 25 \times a \times 1000 \times (1447{,}5 - {}^{a}/_{2})$

$0{,}639 \times 10^9 = 30{,}76 \times 10^6\ a - 10625\ a^2$

$10625\ a^2 - [30{,}76 \times 10^6\ a] + [0{,}639 \times 10^9] = 0$

$a_1 = 2874{,}133$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 20{,}925$ mm

- Keseimbangan gaya

Ts= Cc

$A_S \times fy = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_S = \frac{0{,}85 \times 25 \times 20{,}925 \times 1000}{390}$$

$A_S = 1140{,}144\ mm^2$

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 1000 \times 1447{,}5$

$= 3618{,}75\ mm^2$

Luas tulangan $A_S = 3618{,}75\ mm^2$

- Jarak tulangan

$$S = \frac{1/4 \times 3{,}14 \times 25^2 \times 1000}{3618{,}75}$$

$= 135{,}65$ mm

Dipasang tulangan D 25 – 100 ($A_S = 3927\ mm^2$)

- Tulangan bagi

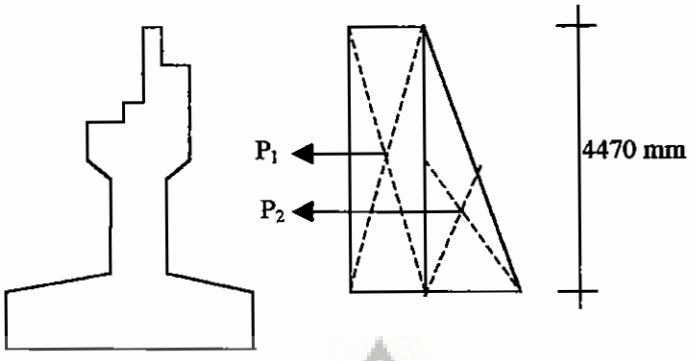
A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

$= 20\% \times 3618{,}75$

$= 723{,}75\ mm^2$

Digunakan D 25 – 100 ($A_S = 982\ mm^2$)

c. Penulangan dinding sayap



Gambar 3.2.15 Penulangan Dinding Sayap

Pembebanan :

$P_{a1} = q \times Ka \times h$

$= 1 \times 0{,}39 \times 4{,}470$

$= 1{,}743$ t

$P_{a2} = 0{,}5 \times h^2 \times \gamma \times Ka$

$= 0{,}5 \times 4{,}470^2 \times 2{,}0 \times 0{,}39 \times 1$

$= 7{,}793$ t

$P = P_1 + P_2$

$= 1{,}743 + 7{,}793$

$= 9{,}536$ t

$$Y = \frac{(1{,}743 \times 4{,}47) + (7{,}793 \times (1/3 \times 4{,}47)}{9{,}536}$$

$= 2{,}035$ m

$M_u = 1{,}2 \times (9{,}536 \times 2{,}035)$

$= 23{,}287$

$$Mn = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{23,287}{0,8}$$

$$= 29,109 \text{ tm}$$

Mutu beton (f_C') = 25 MPa

Mutu baja (fy) = 390 MPa

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan (D) = 25 mm

D = 300 – 40 – (0,5 × 25) = 247,5 mm

- <u>Keseimbangan momen</u>

  $Mn = 0,85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^{a}/_{2})$

  $= 0,85 \times 25 \times a \times 1000 \times (247,5 - {}^{a}/_{2})$

  $0,291 \times 10^9 = 5,26 \times 10^6 \, a - 10625 \, a^2$

  $10625 \, a^2 - [2,26 \times 10^6 \, a] + [0,291 \times 10^9] = 0$

  $a_1 = 431,602$ mm (tidak dipakai)

  $a_2 = 63,457$ mm

- <u>Keseimbangan gaya</u>

  Ts = Cc

  $A_S \times fy = 0,85 \times f_C' \times a \times b$

  $$A_S = \frac{0,85 \times 25 \times 63,457 \times 1000}{390}$$

  $A_S = 3457,6 \text{ mm}^2$

  $A_{S\,min} = 25\% \times b \times d$

  $= 25\% \times 1000 \times 447,5$

  $= 1118,75 \text{ mm}^2$

  Luas tulangan utama $A_S = 3457,6 \text{ mm}^2$

- Jarak tulangan utama

$$S = \frac{luasD25 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{1/4 \times 3{,}14 \times 25^2 \times 1000}{3457{,}6}$$

$$= 141{,}97 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D 25 – 100 ($A_S = 4909 \text{ mm}^2$)

- Tulangan bagi

A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

$= 20\% \times 3457{,}6$

$= 691{,}2 \text{ mm}^2$

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 1000 \times 447{,}5$

$= 1118{,}75 \text{ mm}^2$

Luas tulangan bagi ($A_S = 1118{,}750 \text{ mm}^2$)

- Jarak tulangan bagi

$$S = \frac{luasD16 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{1/4 \times 3{,}14 \times 16^2 \times 1000}{1118{,}750}$$

$$= 179{,}72 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D 16 – 150 ($A_S = 1206 \text{ mm}^2$)

3.2.2 Perhitungan Pondasi Abutment

A. Daya dukung tiang pancang abutment

$$Q = \frac{q \times Ab}{3} + \frac{f \times A_S}{5}$$

dengan : q = lokal friction

= 30 kg/cm^2

= 3 × 10^5 kg/m^2

f = total friction

= 2200 kg/cm

= 2,2 × 10^5 kg/m

Ab = luas penampang tiang pancang

= ¼ × 3,14 × 0,45^2

= 0,159 m^2

A_S = keliling penampang tiang pancang

= 3,14 × 0,45

= 1,414 m

Wt = berat tiang pancang

= 0,159 × 2500 × 30

= 11925 kg

$$Q = \frac{3 \times 10^5 \times 0{,}159}{3} + \frac{2{,}2 \times 10^5 \times 1{,}414}{5}$$

= 78116 kg

Q_{netto} = 78116 – 11925

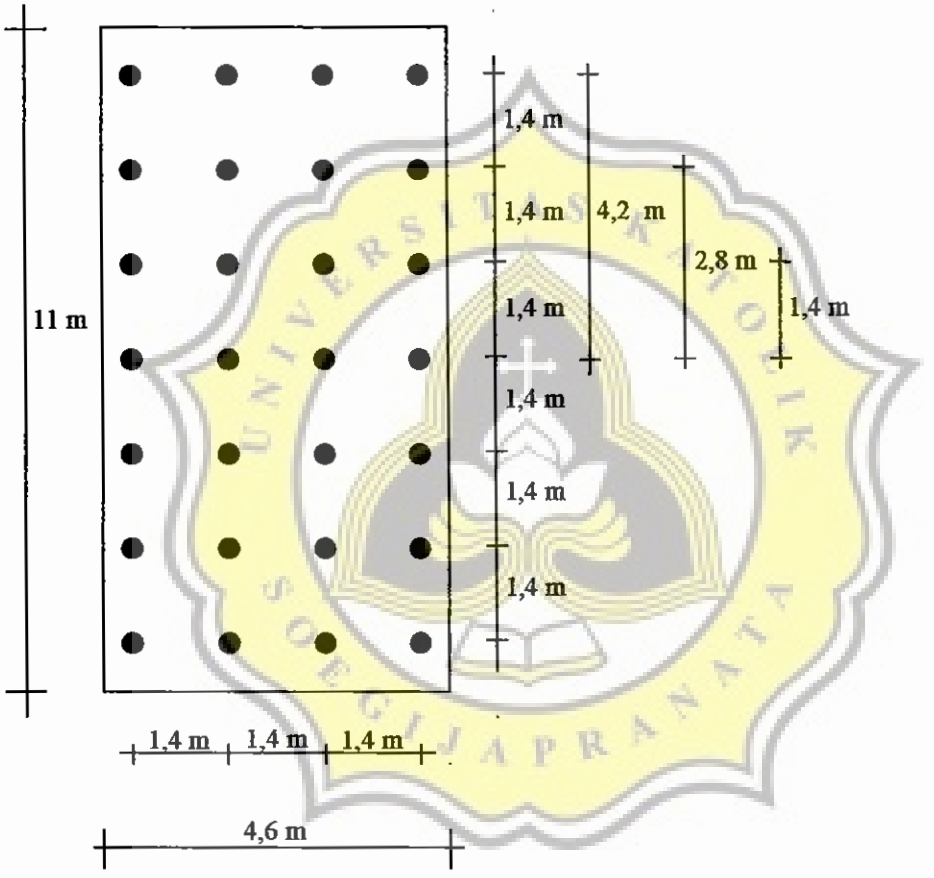
= 66191 kg

B. Kebutuhan tiang pancang

$$n = \frac{\Sigma V}{Q_{netto}}$$

$$= \frac{911409}{66191}$$

= 28 buah



Gambar 3.2.16 Denah Tiang Pancang

$$S \leq \frac{1{,}57 \times d \times m \times n}{(m+n)-2}$$

$$\leq \frac{1{,}57 \times 0{,}45 \times 4 \times 8}{(4+8)-2}$$

$$\leq 2{,}26 \text{ m}$$

C. Efisiensi tiang pancang

$$\eta = 1 - \text{Arc tan}\ \frac{d}{S} \times \left\{ \frac{(n-1)\times m + (m-1)\times n}{90 \times m \times n} \right\}$$

dengan : m = Jumlah baris

n = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arc tan $^{d}/s$

d = Diameter tiang

S = Jarak antar tiang (as ke as)

$$\eta = 1 - \text{Arc tan}\ \frac{0{,}45}{1{,}4} \times \left\{ \frac{(7-1)\times 4 + (4-1)\times 7}{90 \times 4 \times 7} \right\}$$

$= 0{,}682$

D. Gaya yang bekerja pada tiang pancang

$$P = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_X \times Y_{max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dengan : ΣV = 911409 kg

n = 28

M_X = 353718 kg

Y_{max} = 4,2 m

n_x = 7

$\Sigma y^2 = (4 \times 2 \times 0{,}7^2) + (4 \times 2 \times 2{,}1^2)$

$= 39{,}2\ m^2$

$$P = \frac{911409}{28} + \frac{353718 \times 4{,}2}{7 \times 39{,}2}$$

$= 37964{,}372$ kg

E. Daya dukung satu tiang pancang yang diijinkan

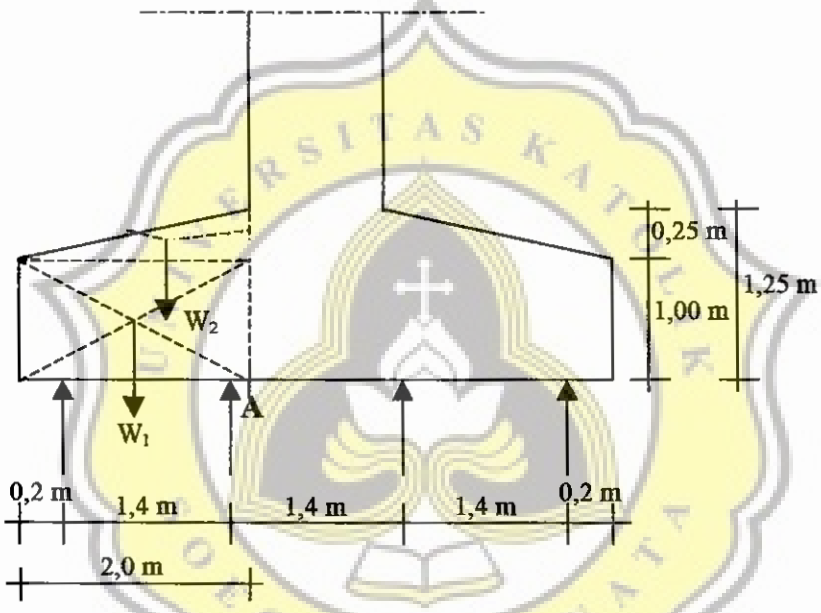
$Q_{ijin} = \eta \times Q_{netto}$

$= 0{,}682 \times 66191$

$= 45142{,}262$ kg

$Q_{ijin} > P$ (OK)

F. Penulangan poer abutment



Gambar 3.2.17 Poer Abutment

$W_1 = 2{,}0 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2{,}5$

$= 50$ t

$W_2 = 0{,}5 \times 2{,}0 \times 0{,}25 \times 1{,}0 \times 2{,}5$

$= 0{,}625$ t

$M_A = (P_1 \times 1{,}8) + (P_2 \times 0{,}4) - (W_1 \times 1{,}0) - (W_2 \times {}^1/_3 \times 2{,}0)$

$= (37964{,}372 \times 1{,}8) + (37964{,}372 \times 0{,}4) - (5000 \times 1{,}0) - (625 \times {}^1/_3 \times 2{,}0)$

$= 82604{,}952$ kgm

$D_A = P_1 + P_2 - W_1 - W_2$

$= 37964,372 + 37964,372 - 5000 - 625$

$= 70303,744$ kg

$$Mn = \frac{M_A}{0,8}$$

$$= \frac{82604,952}{0,8}$$

$= 103256,19$ kgm

$= 1,03 \times 10^9$ Nmm

d $= t - s - ½ D$ tulangan

$= 1000 - 30 - (½ \times 25)$

$= 957,5$ mm

♦ <u>Keseimbangan momen</u>

$Mn = Cc \times (d - a/2)$

$= 0,85 \times f_C' \times a \times b \times (d - a/2)$

$= 0,85 \times 25 \times a \times 1000 \times (957,5 - a/2)$

$1,03 \times 10^9 = 20346875\ a - 10625\ a^2$

$10625\ a^2 - [\ 20346875\ a\ ] + [1,03 \times 10^9\ ] = 0$

$a_1 = 1863,224$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 51,776$ mm

♦ <u>Keseimbangan gaya</u>

$Ts = Cc$

$A_S \times fy = 0,85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0,85 \times 25 \times 51,447 \times 1000}{390}$$

$A_s = 2821,13\ mm^2$

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 1000 \times 957{,}5$

$= 2393{,}75\ mm^2$

Digunakan tulangan pokok 6 D 25 ($A_S = 2946\ m^2$)

- <u>Tulangan bagi</u>

A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

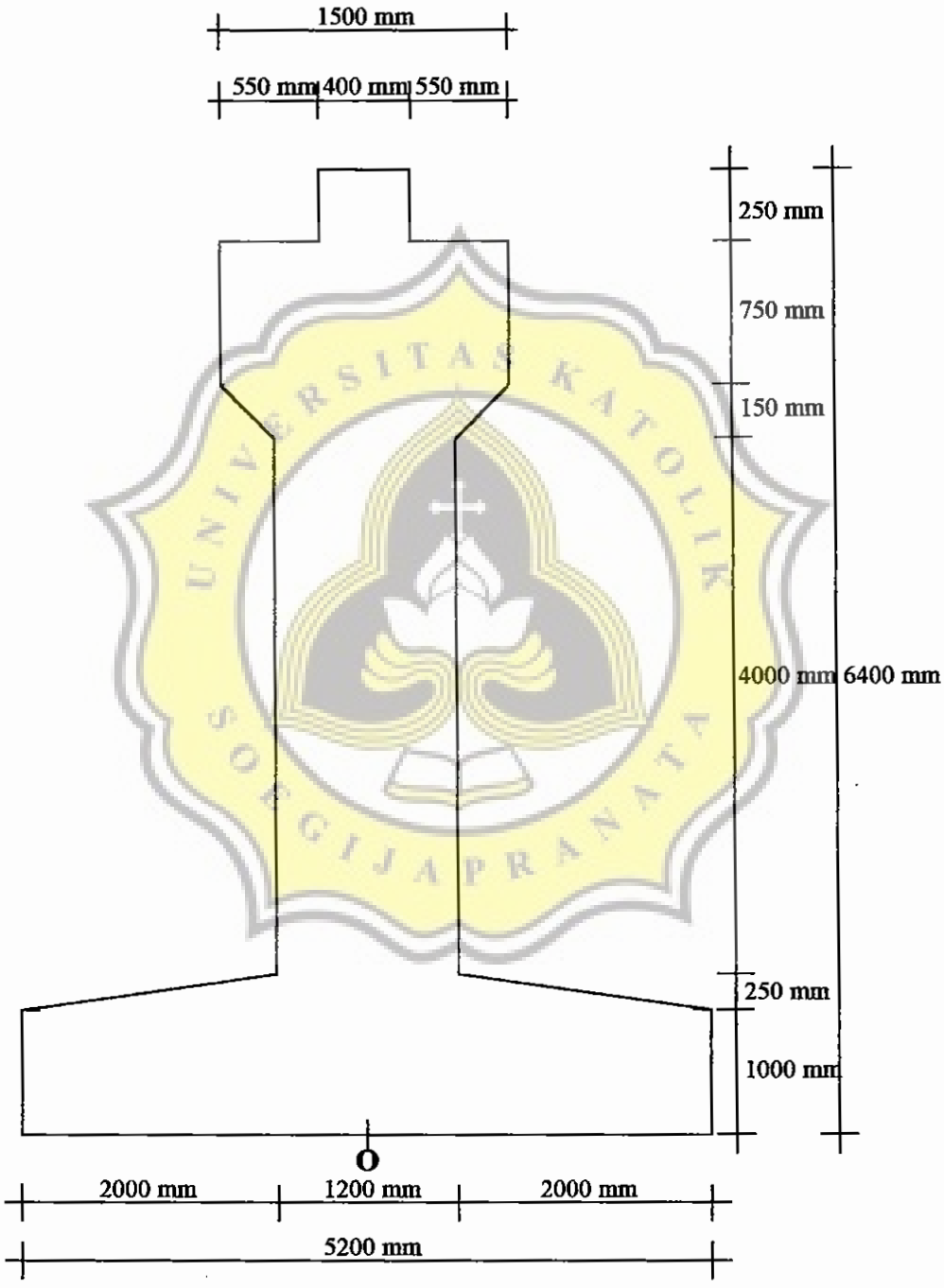
$= 20\% \times 2821{,}13$

$= 564{,}226\ mm^2$

Digunakan tulangan bagi D 16 – 250 ($A_S = 804\ mm^2$)

3.2.3 Perhitungan Pilar

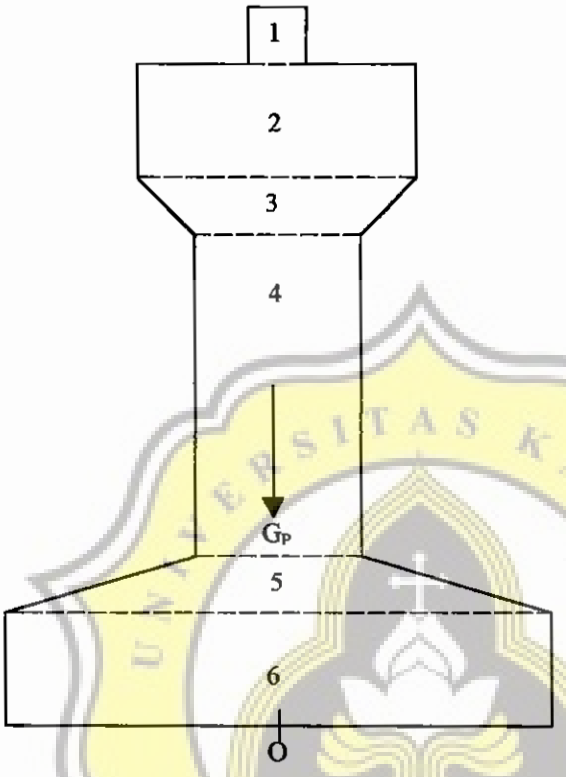
A. Dimensi pilar



Gambar 3.2.18 Dimensi Pilar

B. Pembebanan pilar

a. Gaya akibat berat sendiri pilar



Gambar 3.2.19 Gaya Akibat Berat Sendiri Pilar

Tabel 3.2.16 Gaya Akibat Berat Sendiri Pilar

No	A (m^2)	γ (t/m^3)	W (t/m)	X_O (m)
1	0,100	2,500	0,250	0
2	1,125	2,500	2,813	0
3	0,203	2,500	0,508	0
4	4,800	2,500	12,000	0
5	0,800	2,500	2,000	0
6	5,200	2,500	13,00	0
Σ	12,228		30,571	

Berat sendiri pilar :

GP = 30,750 × 11

= 33,218 t

Jarak pusat gaya terhadap titik O (X_O) = 0 m

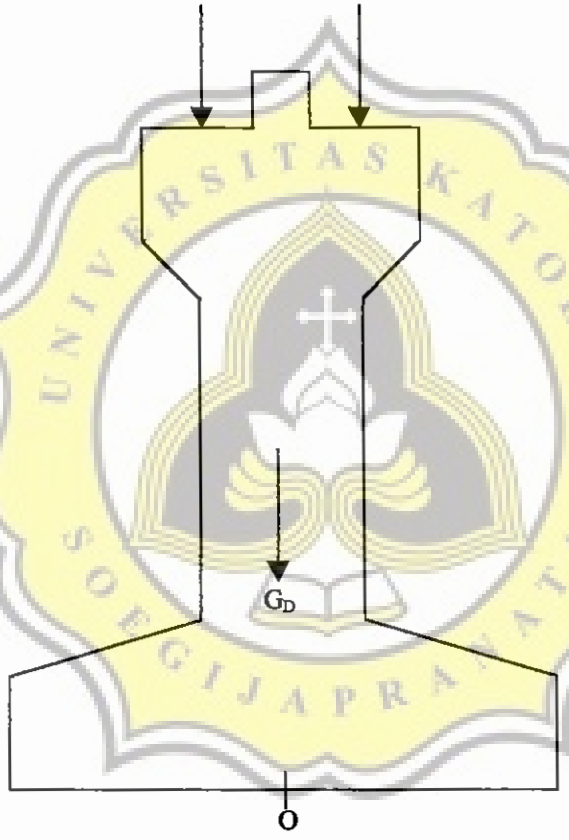
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_P \times X_O$

$= 336{,}281 \times 11$

$= 0$ tm

b. Gaya akibat beban mati konstruksi atas



Gambar 3.2.20 Gaya Akibat Beban Mati Konstruksi Atas

Beban mati konstruksi atas (G_D) = 433,925 t

Jarak pusat gaya terhadap titik O (X_O) adalah 0 m

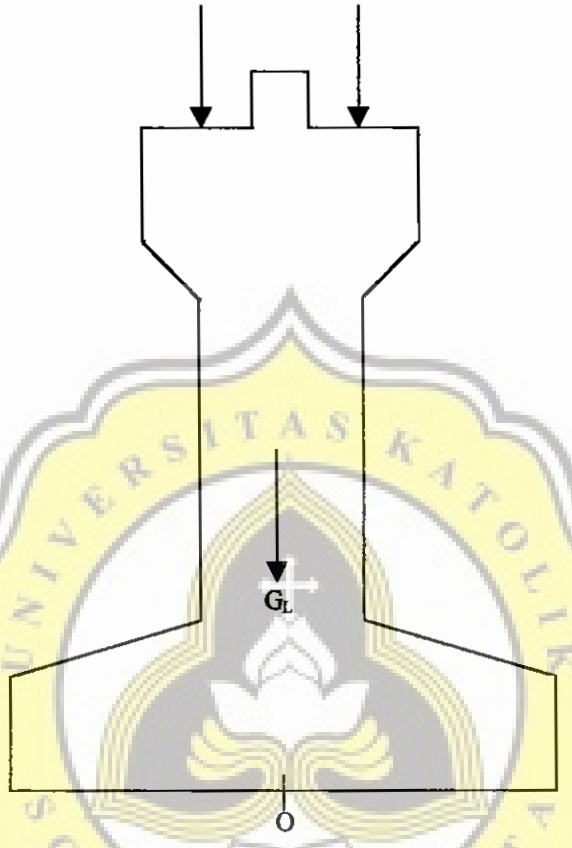
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_D \times X_O$

$= 433{,}925 \times 0$

$= 0$ tm

c. Gaya akibat beban hidup konstruksi atas



Gambar 3.2.21 Gaya Akibat Beban Hidup Konstruksi Atas

Beban hidup konstruksi atas (G_L) = 167,3 t

Jarak pusat gaya terhadap titk O (X_O) adalah 0 m

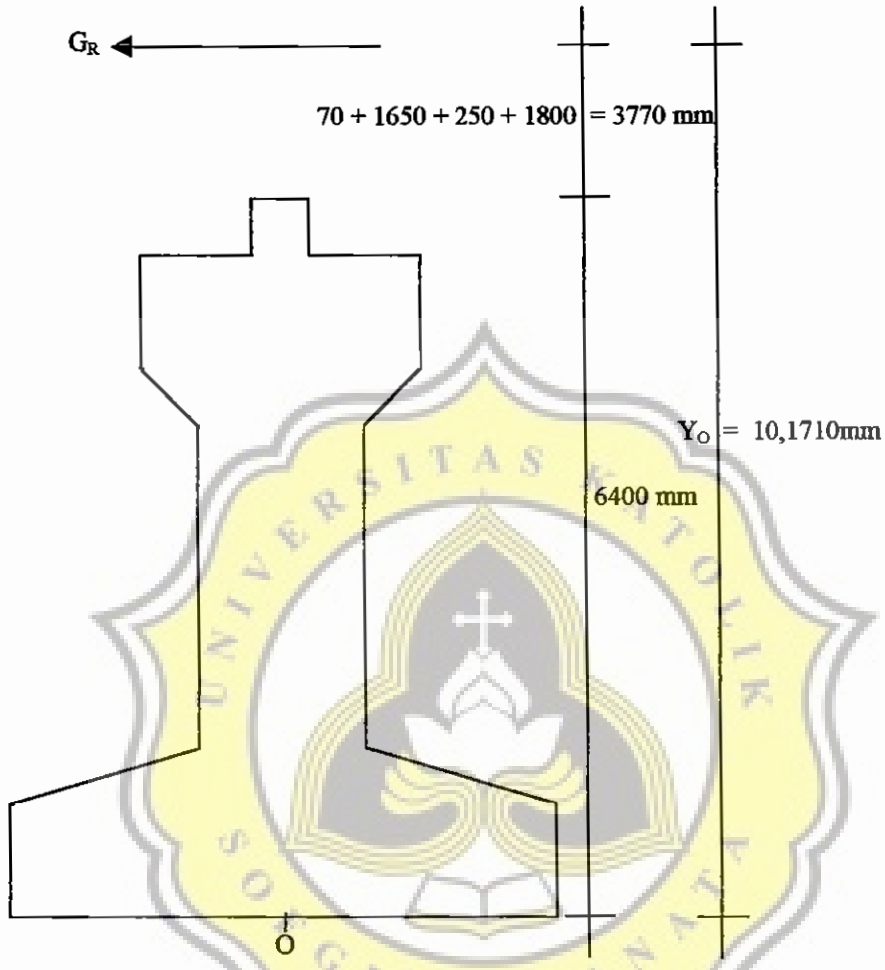
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_L \times X_O$

$= 167,3 \times 0$

$= 0$ tm

d. Gaya akibat rem dan traksi



Gambar 3.2.22 Gaya Akibat Rem dan Traksi

Besar gaya rem dan traksi (G_R) = 4,183 t

Jarak gaya rem dan traksi terhadap titk O (Y_O) adalah 10,170 m

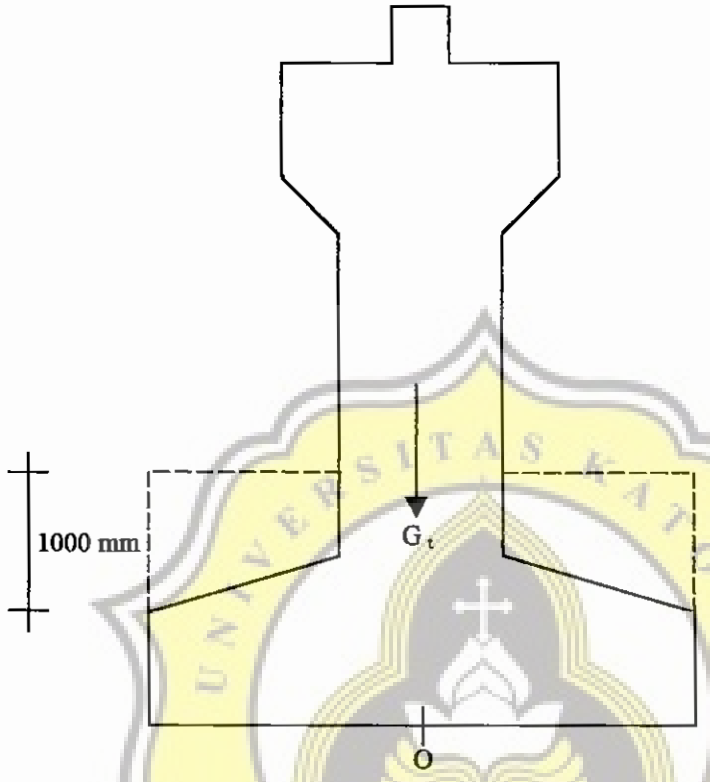
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_R \times Y_O$

$= 4,183 \times 10,170$

$= 42,541$ tm

e. Gaya akibat urugan tanah diatas poer pilar



Gambar 3.2.23 Gaya Akibat Urugan Tanah Diatas Poer Pilar

Volume urugan tanah (V_t) :

$V_t = 1 \times (5{,}2 - 1{,}2) \times 11$

$= 46{,}2\ m^3$

Berat tanah diatas poer pilar (G_t) :

$G_t = V_t \times \gamma$

$= 46{,}2 \times 2{,}0$

$= 92{,}4\ t$

Jarak pusat gaya terhadap titk O (X_O) adalah 0 m

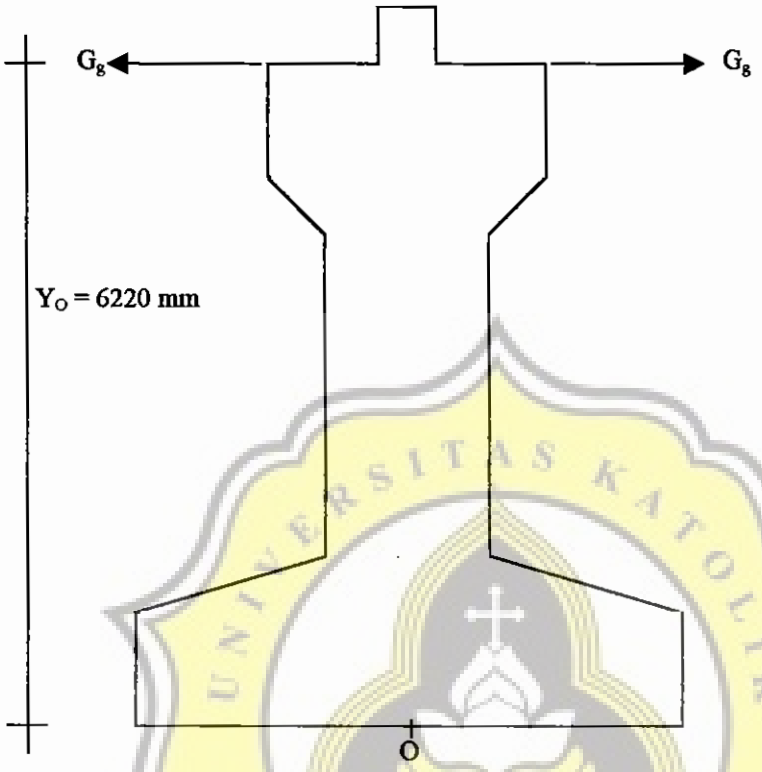
Momen terhadap titik O :

$M_O = G_t \times X_O$

$= 92{,}4 \times 0$

$= 0\ tm$

f. Gaya akibat gesekan dengan tumpuan



Gambar 3.2.24 Gaya Akibat Gesekan dengan Tumpuan

Gaya gesek diperhitungkan terhadap beban mati konstruksi atas.

Besarnya gaya gesek (Gg) :

$Gg = G_D \times fs$

$Gg = 433{,}925 \times 0{,}15$

$= 65{,}09$ t

Jarak gaya gesek terhadap titik O (Y_O) adalah 6,220

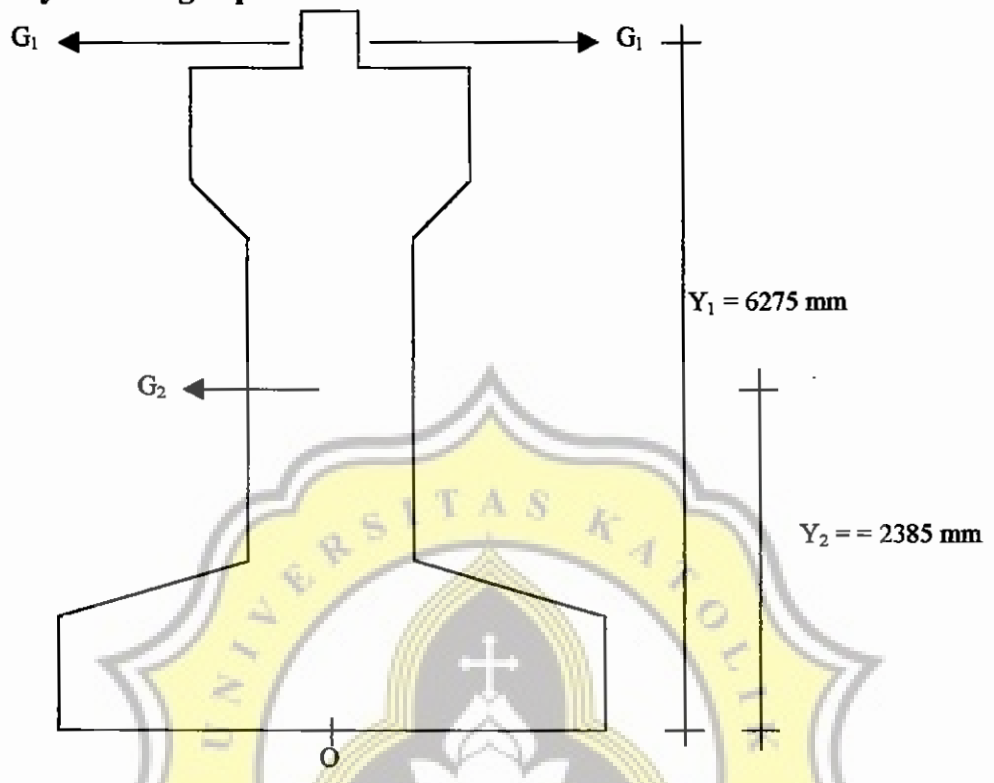
Momen terhadap titik O :

$M_O = Gg \times Y_O$

$= 65{,}09 \times 6{,}220$

$= 404{,}860$ tm

g. Gaya akibat gempa



Gambar 3.2.25 Gaya Akibat Gempa

$K = E \times G$

dengan : K = gaya horisontal akibat gempa

E = koefisien gempa, untuk daerah Sayung (Jawa Tengah)

= 0,14

G = beban mati dari konstruksi yang ditinjau

1. ***Upper structure***

$G_1 = G_D = 433{,}925$ t

$K_2 = E \times G_2$

$= 0{,}14 \times 433{,}925$

$= 60{,}749$ t

Momen terhadap dititik O:

$M_{O1} = K_1 \times Y_1$

$= 60{,}749 \times 6{,}275$

$= 381{,}199$ tm

2. ***Sub structure***

G_2 = 30,571 t

K_2 = E × G_2

= 0,14 × 30,571

= 47,079 t

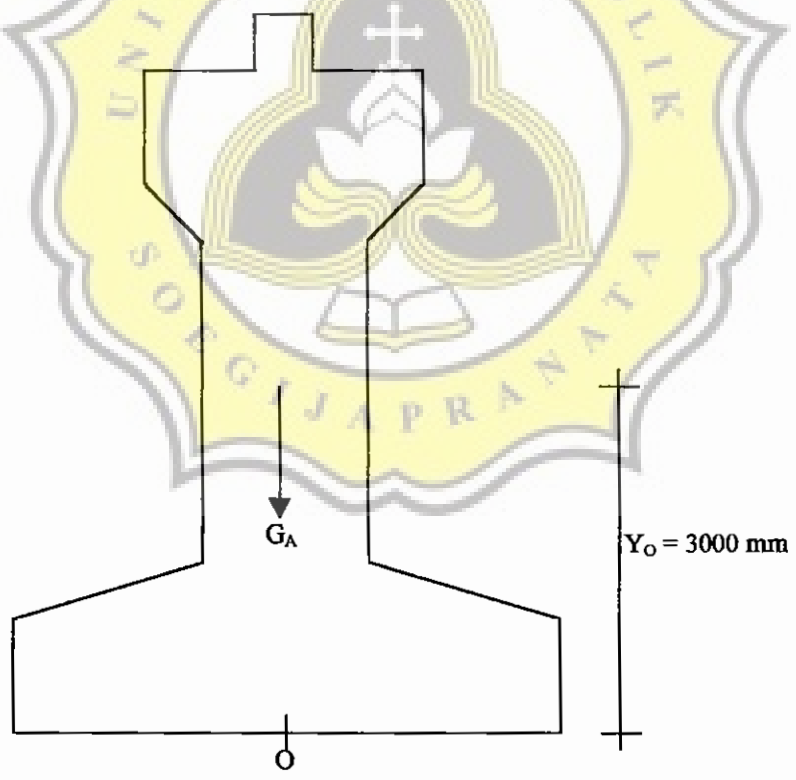
Momen dititik O:

M_{O2} = K_2 × Y_2

= 47,079 × 2,385

= 112,283 tm

h. Gaya akibat aliran air



Gambar 3.2.26 Gaya Akibat Aliran Air

$A_h = k \times V^2$

dengan : A_h = tekanan aliran air (t/m^2)

K = 0,035

= koefisien aliran air untuk pilar bagian depan bundar

V = 3 m/dt

= kecepatan

$A_h = 0{,}035 \times 3^2$

$= 0{,}315\ t/m^2$

Luas bagian yang terkena air :

$A = (3{,}14 \times d) + [1{,}2 \times (11 - 1{,}2)]$

$= (3{,}14 \times 1{,}2) + 11{,}76$

$= 15{,}530\ m^2$

$G_W = A_h \times A$

$= 0{,}315 \times 15{,}530$

$= 4{,}892\ t$

Momen tehadap titik O :

$M_O = G_W \times 0{,}5\ Y_O$

$= 4{,}892 \times 1{,}5$

$= 7{,}338$ tm

i. Gaya akibat aliran dan hanyutan akibat gempa

$G_W = 4{,}892$

$AHg = G_W \times E$

$= 4{,}892 \times 0{,}14$

$= 0{,}685\ t$

Momen terhadap titik O :

$M_O = AHg \times 0{,}5\ Y_O$

$= 0{,}685 \times 1{,}5$

$= 1{,}028$ tm

C. Kombinasi pembebanan dan gaya

Tabel 3.2.17 Kombinasi Pembebanan dan Gaya

No	Kombinasi pembebanan dan gaya	Tegangan yang digunakan terhadap tegangan ijin
I	M + H + Ta	100 %
II	M + Ta + Ah + Gg	125 %
III	Kombinasi (I) + Rm + Gg	140 %
IV	M + Gh + Gg + AHg	150 %

dengan : M = beban mati

H = beban hidup

Ta = tekanan tanah aktif vertikal

Gg = gaya gesek pada tumpuan

Rm = gaya rem dan traksi

Gh = gaya horisontal ekivalen akibat gempa bumi

Ah = gaya akibat aliran dan hanyutan

AHg = gaya akibat aliran dan hanyutan pada waktu gempa

Tabel 3.2.18 Kombinasi Pembebanan I

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M	862,606	-	0	-
H	167,300	-	0	-
Ta	-	92,400	-	0
Σ	1029,906	92,400	0	0

Tabel 3.2.19 Kombinasi Pembebanan II

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M	862,606	-	-	0
Ta	-	92,400	-	0
Ah	-	4,892	-	7,338
Gg	-	65,090	-	404,860
Σ	862,606	162,382	-	412,198

Tabel 3.2.20 Kombinasi Pembebanan III

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
Kombinasi I	1029,906	92,400	-	0
Rm	-	4,183	-	42,541
Gg	-	65,090	-	404,860
Σ	1029,906	161,673	-	447,401

Tabel 3.2.21 Kombinasi Pembebanan IV

Beban/gaya	V (t)	H (t)	M_V (tm)	M_H (tm)
M	862,606	-	-	0
Gh	-	107,828	-	493,482
Gg	-	65,090	-	404,860
AHg		0,685		1,028
Σ	862,606	173,603	-	899,370

Tabel 3.2.22 Kombinasi Pembebanan Maksimum

Beban/gaya	100%	125%	140%	150%
V	1029,906	1078,258	1441,868	1293,909
H	92,400	202,978	226,342	260,405
M_V	0	0	0	0
M_H	0	515,248	626,361	1349,055

Dari keempat kombinasi diatas dapat ditentukan kombinasi yang paling kritis / maksimum yaitu kombinasi IV.

D. Penulangan pilar

1. Penulangan kepala pilar

a. Pembebanan

- Akibat berat sendiri kepala plar

V_{BS} = 39,281 t

V_{BS} = 1,2 × 39,281

= 47,1372 t

$M_{u\ BS}$ = 47,1372 × 0

= 0 tm

- Akibat beban mati konstruksi atas

V_D = G_D

= 433,925 / 5

= 86,785 t

V_D = 1,2 × 86,785

= 104,142 t

$M_{u\ D}$ = 104,142 × 0

= 0 tm

- Akibat beban mati konstruksi atas

V_L = G_L

= 167,3 / 5

= 33,46 t

V_L = 1,2 × 33,46

= 40,152 t

$M_{u\ L}$ = 40,156 × 0

= 0 tm

$$Mn = \frac{M_u}{0,8}$$

= 0

b. Perhitungan tulangan lentur

Mutu baja (fy) = 390 MPa

Mutu beton (f_C') = 25 MPa

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan (D) = 20 mm

D = 750– 40 – (0,5 × 10) = 700 mm

♦ Keseimbangan momen

$Mn = Cc \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0{,}85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0{,}85 \times 25 \times a \times 1500 \times (700 - {}^{a}/_{2})$

$0 = 22{,}313 \times 10^6\, a - 159375\, a^2$

$159375\, a^2 - [22{,}313 \times 10^6\, a] + 0 = 0$

$a_1 = 0$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 140{,}003$ mm

♦ Keseimbangan gaya

$Ts = Cc$

$A_S \times fy = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_S = \frac{0{,}85 \times 25 \times 140{,}003 \times 1500}{390}$$

$A_S = 11442{,}561\,mm^2$

Digunakan tulangan 38 D 20 ($A_S = 11938\ mm^2$)

c. Perhitungan tulangan geser

V_u maks = 421,149 t

$= 421{,}149 \times 10^4$ N

Pemerisaan perlu tidaknya tulangan geser :

$$V_S = \frac{V_u}{\phi} - V_C$$

dengan : V_S = gaya geser yang diberikan tulangan

ϕ = faktor reduksi kekuatan untuk geser

ϕ = 0,6

V_C = gaya geser beton

$$V_C = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c \times bw \times d}$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{25 \times 1500 \times 700} = 875000 \text{ N}$$

$0{,}5\ \phi\ V_C = 0{,}5 \times 0{,}6 \times 875000 = 262500$ N

V_u maks > $0{,}5\ \phi\ V_C$ maka perlu tulangan geser

$$V_S = \frac{42{,}149 \times 10^4}{0{,}6} - 875000$$

$$= 6144150 \text{ N}$$

$$A_S = \frac{V_s \times S}{fy \times d}$$

$$= \frac{6144150 \times 500}{390 \times 700}$$

$$= 11253{,}022 \text{ mm}^2$$

Digunaka tulangan geser D 13 – 250 (A_S = 11946 mm^2)

2. Penulangan badan pilar

a. Pembebanan

- Akibat beban vertikal

Beban mati konstruksi atas (G_D)	= 433,925 t
Beban hidup konstruksi atas (G_L)	= 167,3 t
Diameter kolom	= 1200 mm
Tinggi kolom	= 4000 mm
Volume = ¼ × 3,14 × 1200^2 × 4000	= 4,524 m^3

Berat sendiri kolom (G_K) = 4,524 × 2,5 = 11,31 t

b. Penulangan badan pilar

P_U = (1,2 × 433,925) + (1,6 × 167,300)

= 788,39 t

M_U = 1,6 × 447,401

= 715,842 tm

$$e = \frac{M_U}{P_U}$$

$$= \frac{788,39}{715,842}$$

= 0,908 m

= 908 mm

Direncanakan :

Kuat tekan beton (fc') = 25 MPa

Mutu baja (fy) = 390 MPa

Tebal selimut beton (d') = 40 mm

Diameter pilar (h) = 1200 mm

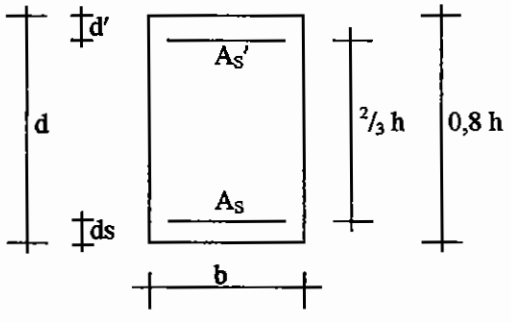
Diameter tulangan (D) = 20 mm

Diameter lingkaran tulangan pokok as ke as (ds)

= 1200 – (2 × 40) – 2,5

= 1095 mm

Asumsi awal : kolom bundar sebagai kolom persegi ekivalen untuk menentukan eksentrisitas pada kondisi *balance*.



Gambar 3.2.27 Kolom Dengan Tulangan Rangkap

Tebal dalam arah lentur (h') = 0,8 × h

= 0,8 ×1200

= 960 mm

Lebar kolom segi empat ekivalen (b) :

$$b = \frac{Ag}{0{,}8 \times h}$$

$$= \frac{0{,}25 \times 3{,}14 \times 1200^2}{0{,}8 \times 960}$$

= 1472,622 mm

Jarak antara lapis tulangan = $^2/_3$ × ds

= $^2/_3$ × 1095

= 730 mm

Check eksentrisitas

Jarak tulangan terhadap tepi luar (d' = ds) :

d' = ds = ½ × (960 – 730) = 845 mm

$$xb = \frac{600 \times d}{600 + fy}$$

$$= \frac{600 \times 845}{600 + 390}$$

= 512,121 mm

ab = β_1 × xb

= 0,85 × 512,121

= 435,303 mm

$$f_s' = 600 \times \frac{xb - d'}{xb}$$

$$= 600 \times \frac{512{,}121 - 115}{512{,}121}$$

= 465,266 MPa

Karena $f_s' > fy$ maka digunakan $f_s' = fy = 390$ MPa

Pnb = [0,85 × f_c' × b × ab] + [(A_s' × f_s') + (A_s × fy)]

= [0,85 × 25 × 1472,622 × 435,303] + [0]

= 13622031,457 N

= 13622,031 KN

Dicoba A total = 2,5%

Diaanggap $\rho = \rho' = \dfrac{A_s}{b \times d}$

= ½ × 0,025

= 0,0125

$A_s = A_s'$ = 0,0125 × 1472,622 × 845

= 15554,569 mm^2

Dipakai 32 D 25 ($A_s = A_s'$ = 15708 mm^2)

$\rho = \dfrac{15708}{1472{,}622 \times 845}$

ρ = 0,013

Mnb = { 0,85 × f_c' × b × ab × [(½ × 0,8 × h) – (½ × ab)] } +

{ [(A_s' × f_s') + (A_s × fy)] × (½ × $^2/_3$ × ds) }

= { 0,85 × 25 × 1472,622 × 435,303 × [(½ × 0,8 × 960) –

(½ × 435,303)] + [(15708 × 390) + (15708 × 390)]

× (½ × 730) }

= 8045787119,8 Nmm

= 8,05 × 10^9 Nmm

$eb = \dfrac{Mnb}{Pnb}$

$= \dfrac{8{,}05 \times 10^9}{13{,}62 \times 10^6}$

= 591,043 mm

eb = 591,043 mm < e = 908 mm, maka terjadi keruntuhan tarik

Karena patah tarik, maka asumsi dirubah kolom bundar aktual tulangan tarik lapangan dipakai untuk menghitung Cc dan 40% luas tulangan total (A_{St}) didistribusikan pada 2 lapis sejarak 0,75 ds dan faktor reduksi = 0,7.

A_{St} = 2 × 15708

= 31216 mm^2

Ag = 0,25 × 3,14 h^2

= 0,25 × 3,14 1200^2

= 1130973,36 mm^2

$$\rho_g = \frac{A_{St}}{Ag}$$

$$= \frac{31416}{1130973,36}$$

= 0,028

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f_c'}$$

$$= \frac{392}{0,85 \times 25}$$

= 18,353

$$Pn = 0,85 \times f_C' \times h^2 \times \left\{ \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right) + \sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \left(\frac{m \times \rho_g \times ds}{2,5 \times h} \right)} \right\}$$

$$Pn = 0,85 \times 25 \times 1200^2 \times \left\{ \left(\frac{0,85 \times 908}{1200} - 0,38 \right) + \sqrt{\left(\frac{0,85 \times 908}{1200} - 0,38 \right)^2 + \left(\frac{18,353 \times 0,028_g \times 115}{2,5 \times 1200} \right)} \right\}$$

$$Pn = 0,85 \times 25 \times 1200^2 \times \left\{ (0,643 - 0,38) + \sqrt{(0,643 - 0,83)^2 + 0,02} \right\}$$

$$Pn = 17185320,716 \text{ N}$$

Pr $= \phi \times$ Pn

$= 0{,}7 \times 17185320$

$= 12029724{,}5$ N

Pr $= 12029724{,}5$ N > Pu $= 788{,}39 \times 104$ N

Pr $> 0{,}1 \times$ Ag $\times f_C'$

Pr $> 0{,}1 \times 1130973{,}36 \times 25$

Pr $> 2827433{,}4$ N (Aman)

Digunakan tulangan 32 baris @ 2 D 25

Jarak tulangan 200 mm (D 25 – 200)

3.2.4 Perhitungan Pondasi Pilar

A. Daya dukung tiang pancang pilar

$$Q = \frac{q \times Ab}{3} + \frac{f \times A_S}{5}$$

dengan : q = lokal friction

= 30 kg/cm^2

= 3 × 10^5 kg/m^2

f = total friction

= 2200 kg/cm

= 2,2 × 10^5 kg/m

Ab = luas penampang tiang pancang

= ¼ × 3,14 × 0,45^2

= 0,159 m^2

A_S = keliling penampang tiang pancang

= 3,14 × 0,45

= 1,414 m

Wt = berat tiang pancang

= 0,159 × 2500 × 30

= 11925 kg

$$Q = \frac{3 \times 105 \times 0{,}159}{3} + \frac{2{,}2 \times 105 \times 1{,}414}{5}$$

= 78116 kg

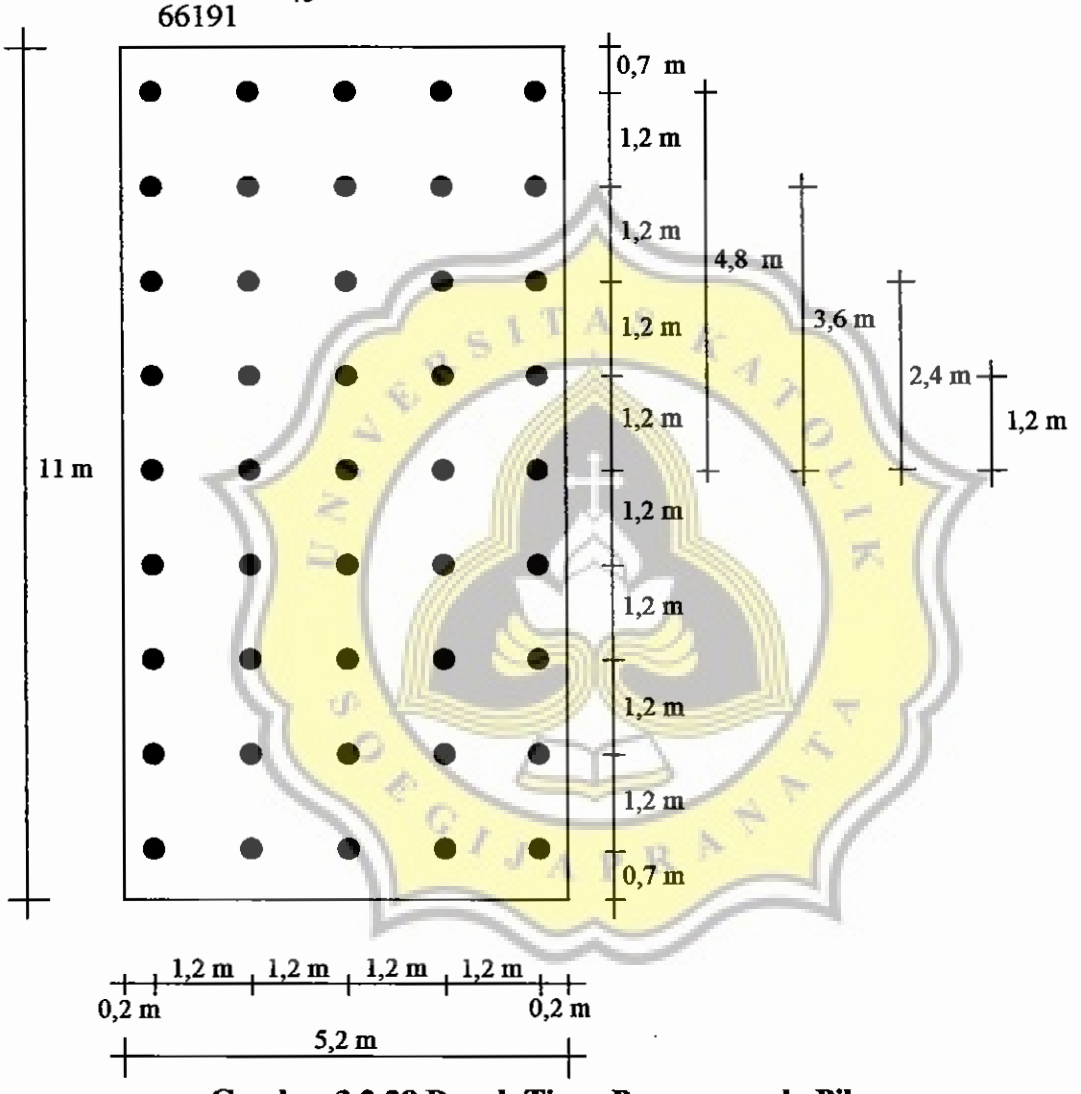
Q_{netto} = 78116 – 11925

= 66191 kg

B. Kebutuhan tiang pancang

$$n = \frac{\Sigma V}{Q_{netto}}$$

$$= \frac{1441868}{66191} = 45$$



Gambar 3.2.28 Denah Tiang Pancang pada Pilar

$$S \leq \frac{1{,}57 \times d \times m \times n}{(m+n)-2}$$

$$\leq \frac{1{,}57 \times 0{,}45 \times 4 \times 9}{(4+9)-2}$$

$$\leq 2{,}31 \text{ m} \approx 1{,}4 \text{ m}$$

C. Efisiensi tiang pancang

$$\eta = 1 - \text{Arc tan}\ \frac{d}{S} \times \left\{ \frac{(n-1)\times m + (m-1)\times n}{90 \times m \times n} \right\}$$

dengan : m = Jumlah baris

n = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arc tan $^{d}/s$

d = Diameter tiang

S = Jarak antar tiang (as ke as)

$$\eta = 1 - \text{Arc tan}\ \frac{0{,}45}{1{,}2} \times \left\{ \frac{(9-1)\times 5 + (5-1)\times 9}{90 \times 5 \times 9} \right\}$$

$= 0{,}6143$

D. Gaya yang bekerja pada tiang pancang

$$P = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_X \times Y_{max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dengan : ΣV = 1441868 kg

n = 45

M_X = 626,361 kg

Y_{max} = 4,8 m

n_x = 9

$\Sigma y^2 = (9 \times 2 \times 1{,}2^2) + (9 \times 2 \times 2{,}4^2)$

$= 129{,}6\ m^2$

$$P = \frac{1441868}{45} + \frac{626{,}361 \times 4{,}8}{9 \times 129{,}6}$$

$= 34619{,}128$ kg

E. Daya dukung satu tiang pancang yang diijinkan

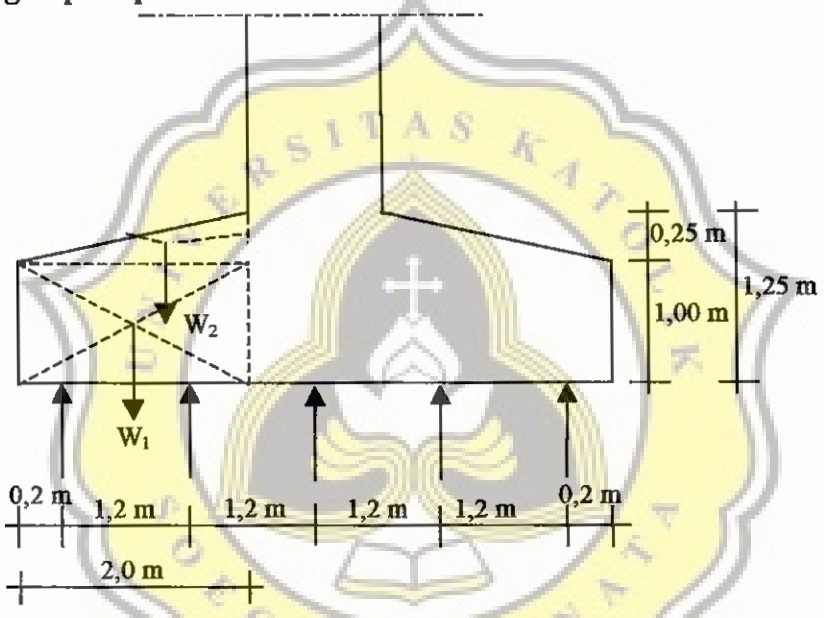
$Q_{ijin} = \eta \times Q_{netto}$

$= 0{,}6143 \times 66191$

$= 40661{,}131$ kg

$Q_{ijin} > P$ (OK)

F. Penulangan poer pilar



Gambar 3.2.29 Poer Pilar

$W_1 = 2{,}0 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 2{,}5$

$= 50$ t

$W_2 = 0{,}5 \times 2{,}0 \times 0{,}25 \times 1{,}0 \times 2{,}5$

$= 0{,}625$ t

$M_A = (P_1 \times 1{,}8) + (P_2 \times 0{,}4) - (W_1 \times 1{,}0) - (W_2 \times {}^1/_3 \times 2{,}0)$

$= (34619{,}128 \times 1{,}8) + (34619{,}128 \times 0{,}6) - (5000 \times 1{,}0) -$

$(625 \times {}^1/_3 \times 2{,}0)$

$= 77669{,}241$ kgm

$D_A = P_1 + P_2 - W_1 - W_2$

$= 34619,128 + 34619,128 - 5000 - 625$

$= 63613,256$ kg

$$Mn = \frac{M_A}{0,8}$$

$$= \frac{77669,241}{0,8}$$

$= 97086,551$ kgm

$= 0,97 \times 10^9$ Nmm

d $= t - s - ½ D$ tulangan

$= 1000 - 30 - (½ \times 25)$

$= 957,5$ mm

- <u>Keseimbangan momen</u>

$Mn = Cc \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0,85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^{a}/_{2})$

$= 0,85 \times 25 \times a \times 1000 \times (957,5 - {}^{a}/_{2})$

$0,97 \times 10^9 = 20,35 \times 10^6 a - 10625 a^2$

$10625 a^2 - [20,35 \times 10^6 a] + [0,97 \times 10^9] = 0$

$a_1 = 1866,375$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 48,915$ mm

- <u>Keseimbangan gaya</u>

$Ts = Cc$

$A_S \times fy = 0,85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0,85 \times 25 \times 48,915 \times 1000}{390}$$

$A_s = 2665,240$ mm^2

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 1000 \times 957{,}5$

$= 2393{,}75\ mm^2$

Digunakan tulangan pokok 6 D 25 ($A_S = 2946\ m^2$)

- Tulangan bagi

A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

$= 20\% \times 2665{,}240$

$= 533{,}05\ mm^2$

Digunakan tulangan bagi D 16 – 250 ($A_S = 804\ mm^2$)

3.2.5 Perhitungan Tiang Pancang

A. Dimensi tiang pancang

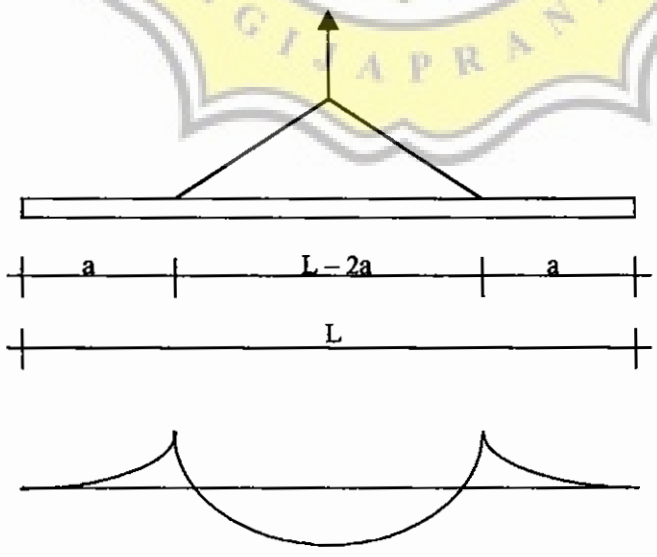
Panjang tiang (L) : 14 m

Kuat tekan beton (fc') : 30 MPa

Mutu baja (fy) : 390 MPa

B. Momen akibat pengangkatan tiang pancang

1. Momen akibat pengangkatan tiang pancang dengan 2 tumpuan



Gambar 3.2.30 Pengangkatan Tiang Pancang Dengan 2 Tumpuan

$M_1 = ½ \times q \times a^2$

$M_2 = ({}^1/_8 \times q \times (L - 2a)^2) - (½ \times q \times a^2)$

$M_1 = M_2$

$½ \times q \times a^2 = ({}^1/_8 \times q \times (L - 2a)^2) - (½ \times q \times a^2)$

$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$

$L^2 - 4aL + 4a^2 = 0$

$14000^2 - (4 \times a \times 14000) - 4a^2 = 0$

$a_1 = -16899{,}4$ mm (tidak memenuhi)

$a_2 = 2899{,}5$ mm

$q = ¼ \times 3{,}14 \times 450^2 \times 25 \times 10^{-6}$

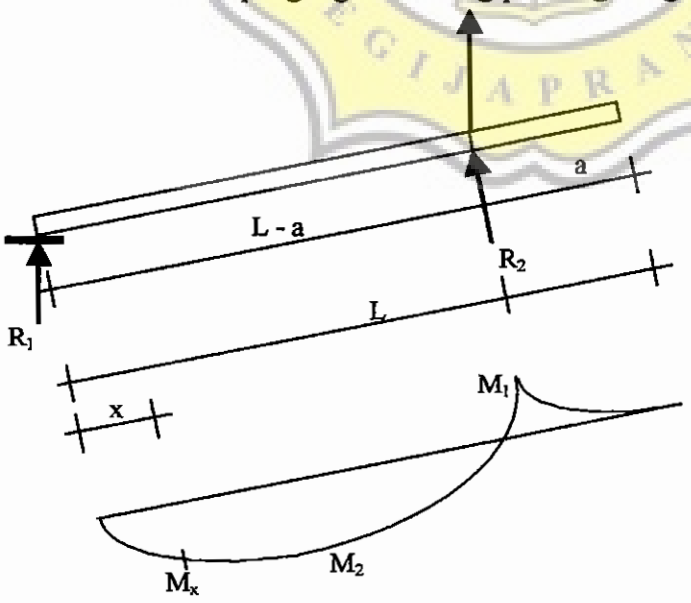
$= 3{,}976$ N/mm

$M_1 = M_2 = ½ \times q \times a^2$

$= ½ \times 3{,}976 \times 2899{,}5^2$

$= 16{,}713 \times 10^6$ Nmm

2. Momen akibat pengangkatan tiang pancang dengan 1 tumpuan



Gambar 3.2.31 Pengangkatan Tiang Pancang Dengan 1 Tumpuan

$M_1 = ½ \times q \times a^2$

$R_1 = ½ \times q \times (L - a) - \frac{{}^1/_2 \times q \times a}{L - a}$

$= \frac{q \times (L-a)}{2} - \frac{q \times a^2}{2 \times (L-a)}$

$= \frac{(q \times L^2) - (2 \times a \times q \times L)}{2 \times (L-a)}$

$M_X = (R_1 \times X) - (½ \times q \times a^2)$

Syarat ekstrim : $\frac{dM_x}{d_x} = 0$

$M_X = (R_1 \times X)$

$X = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - (2 \times a \times L)}{2 \times (L - a)}$

$M_{max} = M_2$

$= R_1 \times \frac{L^2 - 2 \times a \times q}{2 \times (L-a)} - \left[0{,}5 \times q \times \left\{ \frac{L^2 - 2 \times a \times q}{2 \times (L-a)} \right\}^2 \right]$

$= 0{,}5 \times q \times \left\{ \frac{L^2 - 2 \times a \times q}{2 \times (L-a)} \right\}^2$

$M_1 = M_2$

$½ \times q \times a^2 = 0{,}5 \times q \times \left\{ \frac{L^2 - 2 \times a \times q}{2 \times (L-a)} \right\}^2$

$a = 0{,}5 \times q \times \left\{ \frac{L^2 - 2 \times a \times q}{2 \times (L-a)} \right\}^2$

$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$

$2a^2 - 56000\ a + 14000^2 = 0$

$a_1 = 23899{,}5$ mm (tidak memenuhi)

$a_2 = 4100{,}51$ mm

$M_1 = M_2 = ½ \times q \times a^2$

$= ½ \times 3{,}976 \times 4100{,}51^2$

$= 33{,}427 \times 10^6$ Nmm

Maka digunakan M = $33{,}427 \times 10^6$ Nmm

$M_U = 1{,}6 \times 33{,}427 \times 10^6$

$= 53{,}483 \times 10^6$ Nmm

C. Penulangan tiang pancang

$$Mn = \frac{M_U}{0{,}8}$$

$$= \frac{53{,}483 \times 10^6}{0{,}8}$$

$= 66{,}854 \times 10^6$ Nmm

d $= t - s - ½$ D tulangan

$= 450 - 30 - (½ \times 16)$

$= 412$ mm

♦ <u>Keseimbangan momen</u>

$Mn = Cc \times (d - {}^a/_2)$

$= 0{,}85 \times f_C' \times a \times b \times (d - {}^a/_2)$

$= 0{,}85 \times 30 \times a \times 450 \times (412 - {}^a/_2)$

$66{,}854 \times 10^6 = 4{,}73 \times 10^6 a - 5737{,}5 a^2$

$5737{,}5 a^2 - [4{,}73 \times 10^6 a] + [66{,}854 \times 10^6] = 0$

$a_1 = 810{,}02$ mm (tidak dipakai)

$a_2 = 14{,}39$ mm

- Keseimbangan gaya

Ts = Cc

$A_S \times fy = 0{,}85 \times f_C' \times a \times b$

$$A_s = \frac{0{,}85 \times 30 \times 14{,}39 \times 450}{390}$$

$A_s = 423{,}4\ mm^2$

$A_{S\ min} = 25\% \times b \times d$

$= 25\% \times 450 \times 412$

$= 463{,}5\ mm^2$

Digunakan tulangan pokok 3 D 16 ($A_S = 603\ m^2$)

- Tulangan bagi

A_S tulangan bagi $= 20\% \times A_S$

$= 20\% \times 463{,}5$

$= 92{,}7\ mm^2$

Digunakan tulangan bagi ϕ 8 – 250 ($A_S = 201\ mm^2$)

3.2.6 Perhitungan Talud

A. Dimensi talud

$\gamma_{tanah} = 2{,}0\ t/m^3$

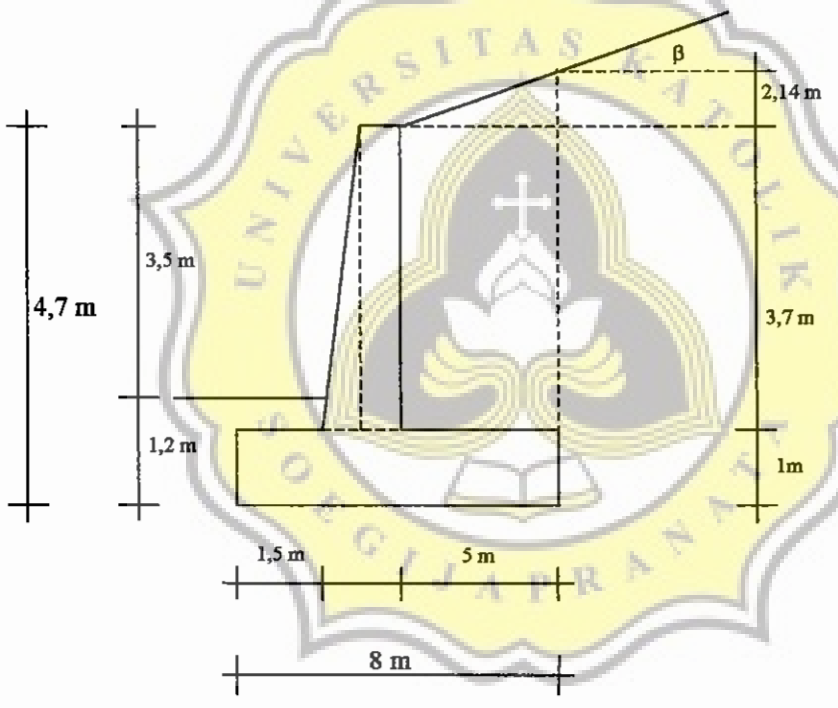
$\beta \quad = 17^0$

$\gamma_{beton} = 1{,}82\ t/m^3$

$\phi \quad = 31^0$

$\phi_w \quad = 21^0$

$\alpha \quad = 0$



Gambar 3.2.32 Dimensi Talud

$$Ka = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 0 \times \cos(21+0)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(21+0)\times\sin(31-17)}{\cos(21+0)\times\cos(0-17)}}\right]^2}$$

$$= 0{,}4574651$$

$$Pa/b = \frac{\gamma \times H^2 \times Ka}{2} \times \cos\phi_w$$

$$= \frac{1{,}82 \times 6{,}84^2 \times 0{,}4574651}{2} \times \cos 21^0$$

$$= 18{,}182906$$

$$Va/b = \frac{\gamma \times H^2 \times Ka}{2} \times \sin\phi_w$$

$$= \frac{1{,}82 \times 6{,}84^2 \times 0{,}4574651}{2} \times \sin 21^0$$

$$= 6{,}9797638$$

$$Kp = \tan^2 \times (45^0 + {}^{\phi}/_2)$$

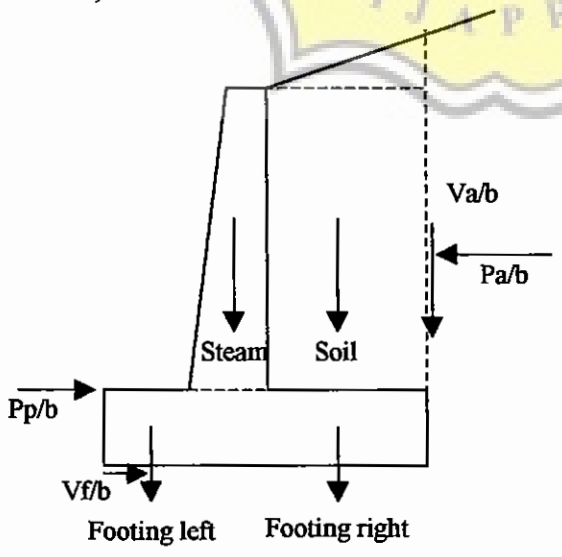
$$= \tan^2 \times (45^0 + {}^{31}/_2)$$

$$= 3{,}124035047$$

$$Pp/b = \frac{\gamma \times D^2 \times Kp}{2}$$

$$= \frac{1{,}82 \times 1^2 \times 3{,}124035047}{2}$$

$$= 2{,}843$$



Gambar 3.2.33 Gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

- Steam = 0,5 × (1,5 + 1) × 3,7 × 2,4 = 11,1
- Footing = 1 × 8 × 2,4 = 19,2
- Soil = 0,5 × (3,7 + 5,84) × 1,82 × 5 = 43,407
- Va/b = 6,979264

Pf/b = 80,686764

Dari tabel 23.4 $\phi_f = 22^0$

Vf/b = Pf/b × ϕ_f

= 32,599569

B. Kontrol keamanan konstruksi

$$F = \frac{Vf/b + Pp/b}{Pa/b}$$

$$= \frac{32{,}599569 + 2{,}84287194}{18{,}182905}$$

= 1,9492 > 1,5 (OK!)

Overtuning

B = 8 m

Co ⇒ 0,1 B ≤ Co ≤ 0,3 B

<u>Untuk Co = 0,8 m dari tepi</u> :

ϕ = 31; Nq = 25,3; Nc = 40,4; Nγ = 23,7

q_u' = (Nc + σ'D (Nq-1)) + 0,5 × γB ×Nγ

= 0 + 1,82 × 1,2 × (25,3 – 1) + 0,5 × 1,82 × 0,8 × 23,7

= 61,4796 t/m^2

Pfu/b = q_u' × 0,8

= 61,4796 × 0,8

= 49,18368 t/m^2

Tabel 3.2.23 Gaya yang bekerja untukCo = 0,8 m

Source	Force	Lengan	M_D/b	M_R/b
Pa/b	18,182906	2,74	49,82116	-
Va/b	6,9797638	7,2	-	50,2542
Stem	11,1	1,5	-	16,65
Footing left	1,92	0,4	0,768	-
Footing right	17,28	3,6	-	62,208
Soil	43,407	4,7	-	204,0129
P fu/b	80,68676	0,4	-	32,2747
Σ			50,5891	365,3999

Untuk Co = 1,2 m :

Pfu/b = $q_u' \times Co$

q_u' = (Nc + σ'D (Nq-1)) + 0,5 × γB ×Nγ

= 0 + (1,82 × 1,2) × (25,3 – 1) + 0,5 × 1,82 × 1,2 × 23,7

= 70,1064 t/m^2

Pfu/b = $q_u' \times 1,2$

= 70,1064 × 1,2

= 84,12768 t/m^2

Tabel 3.2.24 Gaya yang bekerja untukCo = 1,2 m

Source	Force	Lengan	M_D/b	M_R/b
Pa/b	18,182906	2,736	49,821168	-
Va/b	6,9797638	6,8	-	47,46239
Stem	11,1	1,8	-	19,98
Footing left	2,88	0,6	1,728	-
Footing right	16,32	3,4	-	55,488
Soil	43,407	4,3	-	186,65
P fu/b	84,12768	0,6	-	50,4766
Σ			51,5491	360,0571

Untuk Co = 1,6 m :

Pfu/b = $q_u' \times Co$

q_u' = (Nc + σ'D (Nq-1)) + 0,5 × γB ×Nγ

= 0 + (1,82 × 1,2) × (25,3 – 1) + 0,5 × 1,82 × 1,6 × 23,7

= 78,7332 t/m^2

Pfu/b = $q_u' \times 1,6$

= 78,7332 × 1,6

= 125,97312 t/m^2

Tabel 3.2.25 Gaya yang bekerja untukCo = 1,6 m

Source	Force	Lengan	M_D/b	M_R/b
Pa/b	18,182906	2,736	49,821168	-
Va/b	6,9797638	6,4	-	44,670488
Stem	11,1	0,65	-	7,215
Footing left	3,84	0,8	3,072	-
Footing right	15,36	3,2	-	40,152
Soil	43,407	3,4	-	169,2873
P fu/b	125,97312	0,8	-	100,77849
Σ			52,893168	371,103276

Untuk Co = 2 m :

Pfu/b = $q_u' \times Co$

q_u' = (Nc + σ'D (Nq-1)) + 0,5 × γB ×Nγ

= 0 + (1,82 × 1,2) × (25,3 – 1) + 0,5 × 1,82 × 2 × 23,7

= 87,36 t/m^2

Pfu/b = $q_u' \times 2$

= 87,36 × 2

= 174,72 t/m^2

Tabel 3.2.26 Gaya yang bekerja untukCo = 2 m

Source	Force	Lengan	M_D/b	M_R/b
Pa/b	18,182906	2,736	49,7484388	-
Va/b	6,9797638	6	-	41,8785828
Stem	11,1	0,25	-	7,775
Footing left	3,84	1	4,8	-
Footing right	14,4	3	-	43,2
Soil	43,407	3,5	-	151,9245
P fu/b	174,72	1	-	174,72
Σ			54,5484308	419,4981

Untuk Co = 2,4 m :

Pfu/b = $q_u' \times$ Co

q_u' = (Nc + σ'D (Nq-1)) + 0,5 × γB ×Nγ

= 0 + (1,82 × 1,2) × (25,3 – 1) + 0,5 × 1,82 × 2,4 × 23,7

= 95,9866 t/m^2

Pfu/b = $q_u' \times$ 2,4

= 95,9866 × 2,4

= 230,369 t/m^2

Tabel 3.2.27 Gaya yang bekerja untukCo = 2,4 m

Source	Force	Lengan	M_D/b	M_R/b
Pa/b	18,182906	2,736	49,7484	-
Va/b	6,9797638	5,6	-	39,08667
Stem	11,1	0,25	-	1,665
Footing left	5,76	0,15	6,412	-
Footing right	13,44	1,2	-	37,632
Soil	43,407	3,1	-	134,6517
P fu/b	230,369	1,2	-	276,4415
Σ			56,6604	489,388

Tabel 3.2.28 Total gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

Letak Co	ΣMR/b (thn)	ΣMD/b	F
0,8	365,399	50,58962	7,223
1,2	360,057	51,34917	6,942
1,6	371,103	52,89317	7,072
2	419,498	54,54843	7,690
2,4	489,388	56,66043	8,837

Mencari X

Diambil Co= 0,15 B = 1,2 m dari tepi

$\Sigma M = 0$

$0 = \Sigma M_{guling} + Pf/b \times X - (\Sigma M_{tnh} + \Sigma M_{fult})$

$= 51,54917 + 80,686764 \times X - (360,657 + 51,54917)$

$X = 3,1846$ m

Check $e \leq \frac{B}{6}$

$$e = \frac{B}{2} - Co - X \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - 1,2 - 3,1846 \leq \frac{B}{6}$$

$$e = 0,3846 \leq 1,33$$

Check bearing capasity

$B' = B - 2e$

$= 8 - (2 \times 0,3846)$

$= 7,2308$ m

$q_u' = (Nc + \sigma' D (Nq-1)) + 0,5 \times \gamma B \times N\gamma$

$= 0 + (1,82 \times 1,2) \times (25,3 - 1) + 0,5 \times 1,82 \times 7,2308 \times 23,7$

$= 209,0178$ t/m^2

$$q_a' = \frac{q_u'}{F}$$

$$= \frac{209{,}0178}{3}$$

$$= 69{,}673 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ek}' = \frac{P}{B'} = \frac{P_{f/b}}{B'}$$

$$= \frac{80{,}686764}{7{,}2308}$$

$$= 11{,}15876 \text{ t/m}^2$$

$q_{ek}' < q_a'$ (OK)

Bearing capasity at heel **dan** ***toe***

$$q'_{toe} = \frac{P_{f/b}}{B}\left\{1 + \frac{6e}{B}\right\}$$

$$= \frac{80{,}688764}{8}\left\{1 + \frac{6 \times 0{,}3846}{8}\right\}$$

$$= 12{,}9952 \text{ t/m}^2$$

$$q'_{heel} = \frac{P_{f/b}}{B}\left\{1 + \frac{6e}{B}\right\}$$

$$= \frac{80{,}688764}{8}\left\{1 - \frac{6 \times 0{,}3846}{8}\right\}$$

$$= 7{,}17659 \text{ t/m}^2$$

3.3 Perhitungan Perkerasan Jalan

Jembatan Dombo - Sayung direncanakan beroperasi secara optimal selama 20 tahun sejak dibuka.

1. Data :

a. Jalan 2 jalur / 2 arah / 4 lajur

b. Umur rencana 20 tahun

Direncanakan menggunakan konstruksi bertahap yaitu :

- Tahap pertama 7 tahun
- Tahap kedua 13 tahun

Jembatan ini direncanakan akan dibangun tahun 2006.

c. Perkembangan lalu – lintas

- Untuk mobil i rencana = 6%
- Untuk bus i rencana = 2%
- Untuk truck 2 as i rencana = 2%
- Untuk truck 3 as atau lebih i rencana = 1%

d. Bahan perkerasan

- Laston (MS 744)
- Batu pecah kelas A
- Sirtu kelas A

e. Data LHR tahun 2001

- Mobil = 9640 kendaraan
- Bus = 2360 kendaraan
- Truck 2 as = 3356 kendaraan
- Truck 3 as atau lebih = 3026 kendaraan

f. CBR tana dasar rata – rata = 6%

2. Menghitung LER

- **LER awal tahun rencana**

Mobil $= (1 + 0{,}06)^5 \times 9640 = 12900{,}49$ kendaraan

Bus $= (1 + 0{,}02)^5 \times 2360 = 2605{,}64$ kendaraan

Truck 2 as $= (1 + 0{,}02)^5 \times 3356 = 3705{,}29$ kendaraan

Truck 3 as atau lebih $= (1 + 0{,}01)^5 \times 3026 = 3180{,}36$ kendaraan

- **LER akhir tahun ke 7**

Mobil $= (1 + 0{,}06)^7 \times 12900{,}49 = 19397{,}57$ kendaraan

Bus $= (1 + 0{,}02)^7 \times 2605{,}64 = 2989{,}61$ kendaraan

Truck 2 as $= (1 + 0{,}02)^7 \times 3705{,}29 = 4256{,}21$ kendaraan

Truck 3 as atau lebih $= (1 + 0{,}01)^7 \times 3180{,}36 = 3409{,}78$ kendaraan

- **LER akhir tahun ke 20**

Mobil $= (1 + 0{,}06)^{20} \times 19397{,}57 = 62210{,}63$ kendaraan

Bus $= (1 + 0{,}02)^{20} \times 2989{,}61 = 4442{,}40$ kendaraan

Truck 2 as $= (1 + 0{,}02)^{20} \times 4256{,}21 = 6324{,}50$ kendaraan

Truck 3 as atau lebih $= (1 + 0{,}01)^{20} \times 3409{,}78 = 4160{,}58$ kendaraan

3. Menentukan faktor regional

- Curah hujan per tahun > 900 mm / th
- Kelandaian : 6%
- Prosentase kendaraan berat

$$\frac{6382}{18382} \times 100\% = 34{,}72\%$$

Dari daftar IV Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 1987, didapat harga FR = 2,0 – 2,5.

4. Menghitung angka ekivalen (E)

Dari daftar III Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 1987 hal 10, didapat angka ekivalen tiap jenis kendaraan sebagai berikut :

Mobil (1 + 1) = 0,0002 + 0,0002 = 0,0004

Bus (3 + 5) = 0,0182 + 0,1410 = 0,1592

Truck 2 as 9 (5 + 8) = 0,1410 + 0,9238 = 1,0648

Truck 3 as (6 + 14) = 0,2923 + 0,7452 = 1,0375

5. Koefisien distribusi kendaraan (C)

Dari daftar II Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 1987 hal 9, didapat nilai C (kendaraan ringan) = 0,3 dan C (kendaraan berat) = 0,45.

6. Lintas ekivalen permulaan (LEP)

LEP = LER × C × E

Mobil	= 0,30 × 0,0004 × 12900,49 =	1,5480
Bus	= 0,45 × 0,1593 × 2605,64 =	186,7853
Truck 2 as	= 0,45 × 1,0648 × 3705,29 =	1775,4267
Truck 3 as atau lebih	= 0,45 × 1,0375 × 3180,36 =	1484,8306
		= 3448,8906

7. Lintas ekivalen akhir (LEA)

LEA tahun ke 7

Mobil	= 0,30 × 0,0004 × 19397,57 =	2,3277
Bus	= 0,45 × 0,1593 × 2989,61 =	214,3102
Truck 2 as	= 0,45 × 1,0648 × 4256,21 =	2039,4487
Truck 3 as atau lebih	= 0,45 × 1,0375 × 3409,78 =	1591,9457
		= 3633,7221

LEA tahun ke 20

Mobil	= 0,30 × 0,0004 × 62210,63 =	7,4653
Bus	= 0,45 × 0,1593 × 4442,40 =	418,4534
Truck 2 as	= 0,45 × 1,0648 × 6324,50 =	3030,4474
Truck 3 as atau lebih	= 0,45 × 1,0375 × 4160,58 =	1942,4708
		= 5398,8369

8. Lintas ekivalen tengah (LET)

$$LET_7 = \frac{LEP + LEA_7}{2} = \frac{3448{,}8906 + 3633{,}7221}{2} = 3541{,}3068$$

$$LET_{20} = \frac{LEP + LEA_{20}}{2} = \frac{3448{,}8906 + 5398{,}8369}{2} = 4423{,}8638$$

9. Lintas ekivalen rencana (LER)

$$\text{LER} = LET \times \frac{Ur}{10}$$

$LER_7 = 3541{,}3068 \times {}^{7}/_{10} = 2478{,}9148$

$1{,}67 \times LER_7 = 1{,}67 \times 2478{,}9148 = 4139{,}7878$

$LER_{20} = 4423{,}8638 \times {}^{13}/_{10} = 5751{,}0229$

$2{,}5 \times LER_{20} = 2{,}5 \times 5751{,}0229 = 14377{,}5574$

10. Indeks tebal perkerasan

Berdasarkan fungsi jalan Kelas I dan besarnya LER > 1000, maka dari Daftar VI Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 1987 hal 15, didapat indeks permukaan pada akhir umur rencana IPt = 2,5.

Berdasarkan perkerasan yang dipilih (Laston MS 744), maka dari Daftar VII Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen 1987 hal 16, didapat indeks permukaan pada awal umur rencana IPo = 3,9 – 3,5 (LASTON).

Sedangkan daya dukung tanah (DDT) diperoleh dari :

DDT = 4,3 log CBR + 1,7

= 4,3 log 6 + 1,7

= 5,046 ≈ 5

Berdasarkan : DDT = 5

IPt = 2,5

IPo = 3,9 – 3,5

FR = 2,0

LER_7 = 4139,7878

LER_{20} = 14377,5574

Maka dari pembacaan nomogram 2 lampiran 1 didapat

ITP_7 = 14,5; ITP_{20} = 15

Mencari tebal perkerasan

$ITP = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 + a_3 \times D_3 + a_4 \times D_4$

Direncanakan :

$a_1 = 0,4$ $D_1 = 4$ cm

$a_2 = 0,28$ $D_2 = 7$ cm

$a_3 = 0,14$ $D_3 = 20$ cm

$a_4 = 0,13$

$ITP = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 + a_3 \times D_3 + a_4 \times D_4$

$14,5 = 0,4 \times 4 + 0,28 \times 7 + 0,14 \times 20 + 0,13 \times D_4$

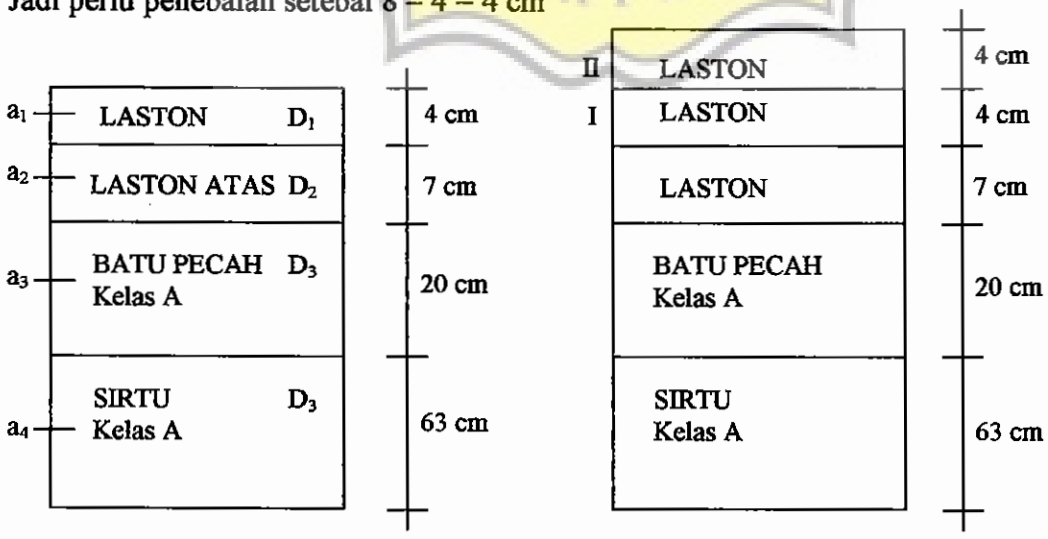
$D_4 = 62,62$ cm $\approx$ 63 cm

$ITP = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 + a_3 \times D_3 + a_4 \times D_4$

$16 = 0,4 \times D_1 + 0,28 \times 7 + 0,14 \times 20 + 0,13 \times 63$

$D_1 = 7,625$ cm $\approx$ 8 cm

Jadi perlu penebalan setebal 8 – 4 = 4 cm



Gambar 3.2.34 Tebal Perkerasan Jalan

UNIVERSITAS KATOLIK SOEGIJAPRANATA